

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E.H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

32. JAHRGANG

MÄRZ 1957

HEFT 3

INHALT

<i>G. von Raison, Hannover:</i>	
DK 522.2 : 621.396.946 (43)	Seite
Erstes deutsches Radioteleskop auf dem Stockert. Mit 8 Abbildungen	73
<i>Prof. Dr.-Ing. H. Craemer, Fischerhude/Bremen:</i>	
DK 624.041.072.33	
Verbessertes Drehwinkel-Iterationsverfahren für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen. Mit 5 Abbildg..	76
<i>Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt-Main:</i>	
DK 627.51 (492)	
Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Generation. Mit 19 Abbildungen	78
<i>Dr.-Ing. L. Funke, Hüls, Kr. Recklinghausen:</i>	
DK 624.04 : 69.026	
Die elastische Einspannung gerader Treppenläufe in trägerlosen Podestplatten. Mit 3 Abbildungen	90

Kurze Technische Berichte

DK 625.841 (540)	Seite
Die Entwicklung des Betonstraßenbaus in Indien Mit 2 Abbildungen	92
DK 624.94/.95.014.25 : 621.791	
Gründe für die Baustellenschweißung im Hochbau Mit 4 Abbildungen	93
DK 627.33 : 624.154.3 (73)	
Kaimauergründung auf langen Brunnenpfählen Mit 2 Abbildungen	95
DK 624.154.012.46 : 693.56	
Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge. Mit 2 Abbildungen	96
DK 627.81.004.67 (73)	
Das Tosbecken der Bonneville-Talsperre wird nach 17 Jahren ausgebessert. Mit 7 Abbildungen	97

(Fortsetzung Seite II)

Ohne grosse Rechenkünste

läßt sich feststellen,
daß der Rostschutzgrundanstrich
auf der Basis von

Bleicyanamid DK825

besonders wirtschaftlich ist!

Streichfertige **BLEICYANAMIDFARBEN**

liefert die Lack- und Farbenindustrie

Herstellerin des Pigments:

DUISBURGER KUPFERHÜTTE

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. F. Schleicher,
(21 b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. F. Schleicher, (21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet. Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30.
Fernsprecher: 2 79 01—4.

(Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses von Seite I)

	Seite
DK 624.5.042.41 : 533.6 (73)	
Aerodynamische Stabilität der Mackinac-Hängebrücke	
Mit 3 Abbildungen	99
DK 624.52 : 621.643 (73)	
656 m weit gespannte Rohr-Hängebrücke über den	
Mississippi. Mit 5 Abbildungen	100
DK 627.825 : 627.83 (469)	
Hochwasserentlastung portugiesischer Bogenmauern	
Mit 5 Abbildungen	101

DK 69.024.4.057.65	Seite
Bewegliche Lehrgerüste beim Bau von Kugelschalen	
Mit 2 Abbildungen	103
DK 626 (282.243.14 Elsaß-Kanal)	
Die Haltung Fessenheim des Großen Elsaß-Kanals	
Mit 3 Abbildungen	104
DK 725.4 : 655.1/.3 (420)	
Die neuen Druckereigebäude der Bank von England	
Mit 5 Abbildungen	107
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	108
Verschiedenes	110
Mitteilungen aus der Industrie	112

Soeben erschien:

Praktische Winke zum Studium der Statik. Grundlagen. Anwendungen. Rechenkontrollen. Von Dr.-Ing. habil. Ernst Kohl, o. Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. Mit 208 Abbildungen. VIII, 224 Seiten Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 18.—

Die „Praktischen Winke“ sind in erster Linie dem Studierenden ein Begleiter und Wegweiser beim Studium der Statik. Die zahlreichen an Beispielen durchgeführten Rechenkontrollen werden aber auch dem im Berufsleben stehenden Statiker wertvolle Hinweise geben.

Es wurde Wert darauf gelegt, die Grundlagen klar herauszustellen, und den Leser durch ausführlich behandelte Beispiele mit den Anwendungen vertraut zu machen. Dabei können verschiedene Lösungsmöglichkeiten in ihren Vor- und Nachteilen miteinander verglichen werden. Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach dem Kraftgrößen- und Formänderungsgrößenverfahren und die sich daraus ergebenden Ausgleichsrechnungen werden aus den Grundlagen heraus entwickelt. Die Gliederung des Stoffes weicht von dem in den Lehrbüchern üblichen Aufbau ab, um die zu lösenden Aufgaben von verschiedenen Seiten besser beleuchten zu können. Über die elementaren Grundlagen hinausgehende Vorkenntnisse sind zum Verständnis nicht erforderlich.

Inhaltsverzeichnis: Die Stabilitätsbedingungen ebener Tragwerke und ihre Anwendung: Die Glieder eines Tragwerkes. — Die innere Stabilität ebener Tragwerke. — Die äußere Stabilität ebener Tragwerke. — Kinematische Bedingungen der Stabilität. — Die Aufgaben der Statik: Die Gleichgewichtsaufgabe. — Die Formänderungsaufgabe. — Das Superpositions-gesetz. — Die Lösung der Gleichgewichtsaufgabe: Die Gleichgewichtsbedingungen. — Das Gleichgewicht der äußeren Kräfte. — Die Stabkräfte des Fachwerkes. — Beispiele. — Die Schnittgrößen des biegesteifen Stabes. — Beispiele. — Beziehungen zwischen Belastung, Querkraft und Biegemoment und ihre Anwendung. — Lastenumordnung. — Das Prinzip der virtuellen Verrückungen und seine Anwendung. — Beispiele. — **Einflußlinien:** Allgemeine Betrachtungen. — Balken auf zwei Stützen. — Durchlaufbalken mit Gelenken. — Dreigelenkbogen, Stabbogen- und Hängetragwerke. — **Die Lösung der Formänderungsaufgabe:** Die Arbeitsgleichung und ihre Anwendung. Belastungseinheiten. — Beispiele. — Auswertung der Arbeitsgleichung. Elastische Gewichte. — Der MAXWELLSche Satz. — Die Biegelinie. — ω -Gewichte. — Beispiele von Biegelinien vollwandiger Balken. — Die Biegelinie rahmenartiger Tragwerke. Beispiel. — Die Biegelinie des Fachwerkes. — **Querbelastete Balken mit Längskraft:** Lösung durch Iteration. — Lösung der Differentialgleichung. — Lösung durch Differenzenrechnung. — **Statisch unbestimmte Tragwerke:** Kennzeichen der statischen Unbestimmtheit. — Lösungsmöglichkeiten. — Aufstellung der Elastizitätsgleichungen. — Der eingespannte Balken. — Formänderungen als Unbekannte. — Behandlung von Sonderfällen. Statisch unbestimmte Hauptsysteme. — Grundlagen des Momenten- und Drehwinkelausgleichs. — Momenten- und Drehwinkelfestpunkte. — Allgemeine Lösung der Elastizitätsgleichungen. — Elastizitätsgleichungen gegenseitiger Unabhängigkeit. — Einflußlinien statisch unbestimmter Tragwerke. — **Stabilität räumlicher Tragwerke:** Bedingungen der inneren Stabilität. — Bedingungen der äußeren Stabilität. — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Soeben erschien:

DIE BEMESSUNG VON GEDRÜCKTEN STAHLBETONSÄULEN

unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Biegung
von Dr.-Ing. Eugen Ouvrier

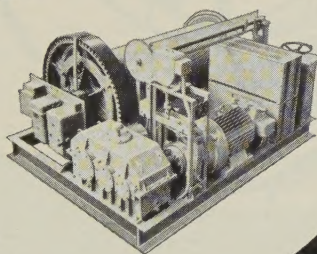
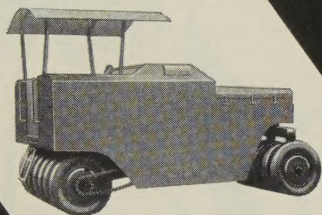
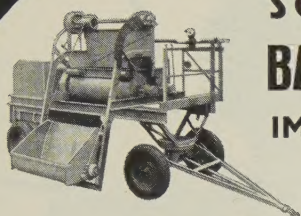
96 Seiten DIN B 5 mit 14 Tabellen und vielen Abbildungen. Halbleinen DM 19,50

Eine tabellarische Lösung für die Bemessung von Rechteckquerschnitten beliebiger — also
auch zweiachsiger großer Ausmitte

I M W E R N E R - V E R L A G · D Ü S S E L D O R F



SONTHOFENER BAUMASCHINEN IMMER ZUVERLÄSSIG



Wir stellen her:

Betonmischer
Straßenbaumaschinen
Gummivielradwalzen
Zerkleinerungsanlagen
Winden und Aufzüge



BAYERISCHE BERG-HÜTTEN- U. SALZWERKE A.G.

HÜTTENWERK SONTHOFEN ALLGÄU

TELEFON: 2401 U. 2402 · FERNSCHREIBER: NR. 054873

STABILO



lichtpauseecht
bruchsicher
farbstark

Farbstifte in 30 Farben
Graphitstifte in 20 Härten
für die
exakte Arbeit!

mit Schwan am Stift



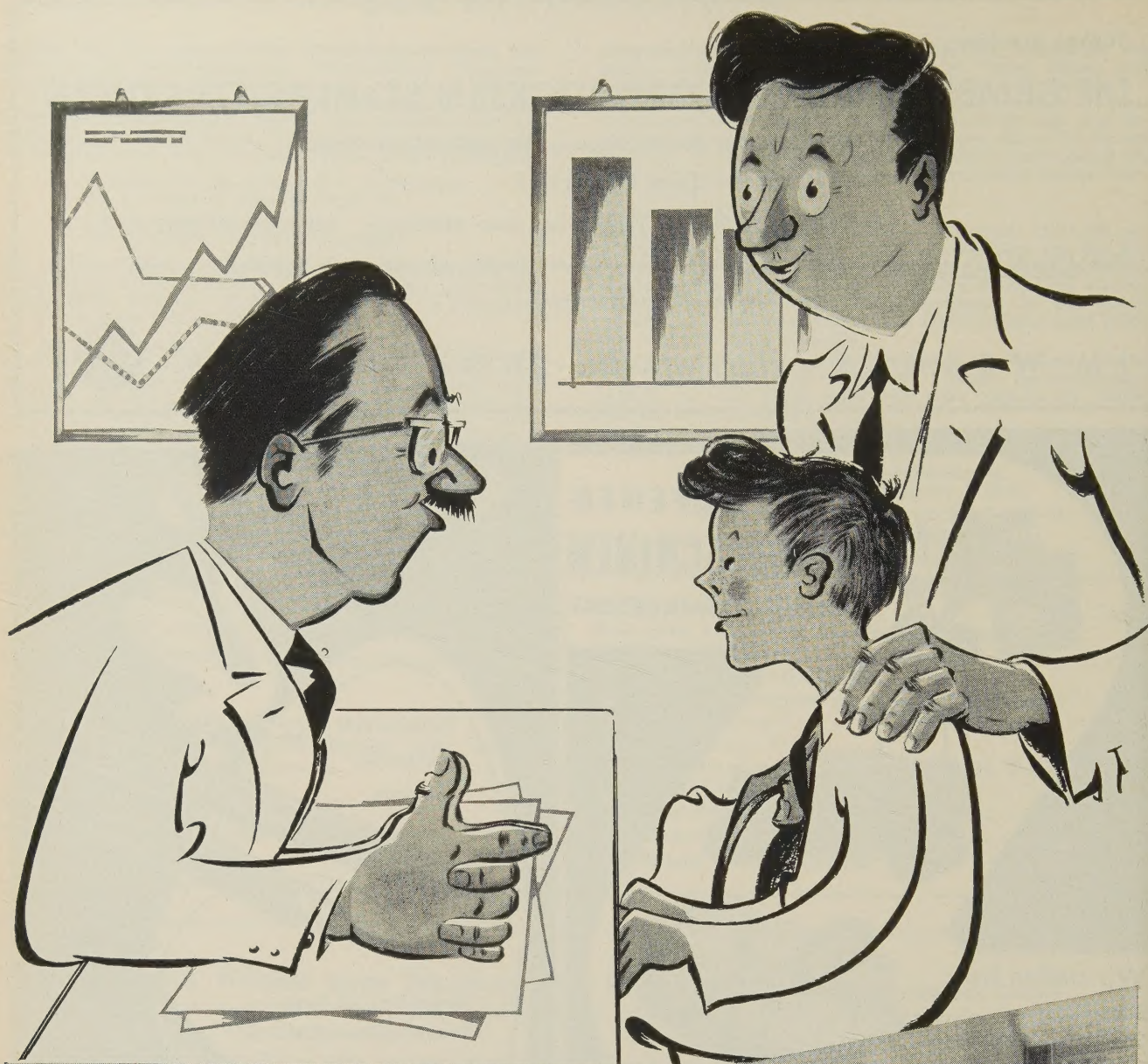
Besuchen Sie Hannover-
den Einkaufs- und Verkaufsplatz
von Weltgeltung,
das Frühjahrsereignis im europäischen Messengeschehen!

DEUTSCHE INDUSTRIE-MESSE
HANNOVER 1957

28. APRIL - 7. MAI

Prospekte und Messeausweise
durch die zuständigen Industrie- und Handelskammern sowie Handwerkskammern





Vor wichtigen Entscheidungen nimmt man gern Erfahrungen und Kenntnisse von Fachleuten in Anspruch. Bei der Berufsberatung werden Neigungen, Fähigkeiten und Berufsaussichten gegeneinander abgewogen. So wird bereits jungen Menschen zu wichtigen Entschlüssen verholfen.

Wir stellen Ihnen die Erfahrungen unserer Ingenieure und Werkstoff-Fachleute bei Ihren Problemen kostenlos zur Verfügung. Die technische Entwicklung zur Verbesserung von Fahrzeugen, Maschinen und Geräten verlangt eine sorgfältige Materialauswahl, den Einsatz geeigneter Stähle und die Anwendung vereinfachter Herstellungsverfahren.

Unser Kundendienst hilft Ihnen dabei gern.



HOESCH-WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND



Erstes deutsches Radioteleskop auf dem Stockert

DK 522.2 : 621.396.946 (43)

Von G. von Raison, Hannover

Am 17. 9. 1956 wurde das unter technischer Oberleitung der Firma Telefunken gebaute Radioteleskop auf dem Stockert durch den Ministerpräsidenten des Landes Nordrhein-Westfalen, Steinhoff, an die Universitäts-Sternwarte Bonn übergeben. Herr Staatssekretär Brandt (NRW) hielt den Festvortrag. Eine Reihe namhafter internationaler Wissenschaftler, wie Prof. Oort von der Universitäts-Sternwarte Dwingeloo/Holland, Prof. Lovell von der Universitäts-Sternwarte Manchester und Prof. Becker von der Universitäts-Sternwarte Bonn, berichteten über den letzten Stand der jungen radioastronomischen Wissenschaft. Dr.-Ing. Hans Heyne, Vorsitzender der mit der Oberleitung beauftragten Firma, führte aus, daß mit diesem Radioteleskop Deutschland den Anschluß an den derzeitigen Stand der Funkmeßtechnik wieder erreicht habe. Diese Tatsache ist um so bemerkenswerter, da in Deutschland die Radarforschung und -entwicklung erst seit kurzer Zeit wieder gestattet ist.

Historisches

Seit der Zeit Galileis vor fast 350 Jahren — als er sein erstes Fernrohr baute — hat die Erkenntnis unseres Weltbildes keine so große Umwälzung erfahren, wie durch die Entstehung der jungen Radioastronomie in den letzten Jahren des Krieges. Heute dringen die unsichtbaren elektrischen Wellen ungehindert über die optischen Grenzen hinaus in das Weltall ein und erschließen völlig neue Erkenntnisse. Bereits 1904 wurde dem jetzt in Düsseldorf lebenden Ingenieur Christian Hülsmeier die Richtstrahlwirkung kürzester Wellen patentiert. Eine Tatsache, auf der unsere gesamte heutige Funkmeßtechnik aufgebaut ist. Diese Erfindung wurde damals nicht in ihrer ganzen Tragweite und Bedeutung erkannt, und es verging eine lange Zeitspanne, bis in England sowie in Deutschland die Funkmeßtechnik zur praktischen Anwendung kam.

Der zweite Weltkrieg hat diese Entwicklung außerordentlich vorangetrieben. Geräte wie „Würzburg“ und „Würzburg Riese“ sind allen Kriegsteilnehmern ein Begriff geworden. Es mag ein besonders tröstliches Zeichen sein, daß gerade von diesen Kriegsgeschützen der Anfang der friedlichen radioastronomischen Wissenschaft ausgegangen ist. Die durch die Kriegereignisse nicht mehr benötigten Geräte wurden erstmalig für astronomische Versuche eingesetzt, so z. B. in Holland und Frankreich. Der „Würzburg Riese“ hat Pate gestanden für das neue Radioteleskop auf dem Stockert. Bereits vor einem halben Jahr wurde in der Universitäts-Sternwarte Dwingeloo/Holland ein Radioteleskop fertiggestellt, das ebenfalls einen Spiegeldurchmesser von 25 m hat.

Der Bau

Die Aufgabe, einen Parabolspiegel mit einem sehr großen Durchmesser nach Azimut- und Höhenwinkel so zu lagern und nachzuführen, wie es für eine genaue Anpeilung eines Punktes im Weltraum durch eine scharfbündelnde Antenne notwendig ist, stellt erhebliche Anforderungen an die planenden Ingenieure. Diese Aufgabe wurde von den daran beteiligten Firmen — Telefunken: technische Oberleitung und Empfängerseite; Metallwerke Friedrichshafen: Antennenspiegel; Alkett (Altmärkische Kettenwerke): Lagerung und mechanischer Teil; AEG: Servosteuerung und motorischer Teil; Firma Bungarten: Sockel; ferner den Firmen Ruhrstahl, Rheinmetall Borsig und SFK, sowie der Firma Krupp-Druckmüller: Aufsetzen des Spiegels — in glänzender Weise gelöst.

Der 435 m hohe Berg Stockert in den Vorbergen der Eifel wurde als Standort gewählt, da er auf dem Gipfel unbewaldet ist, die Verkehrsstraßen weitab liegen und eine

unbeschränkte Sicht bis zum Horizont in Richtung des Polarsterns ermöglicht. Besonders wichtig war für ein derartiges Bauwerk die Gründung. Es erwies sich hier als günstig, daß man als Baugrund gewachsenen Fels vorfand. Bei dem Bau mußten insgesamt über 1000 m³ Boden, davon etwa die Hälfte Sprengfels, bewegt werden. Für das Gebäude bzw. den Unterbau wurde ein pyramidenförmiges Oktogon gewählt, seine Höhe beträgt ohne Drehkopf und Spiegel 16,35 OKT. (siehe A: Grundriß Abb. 1 a).

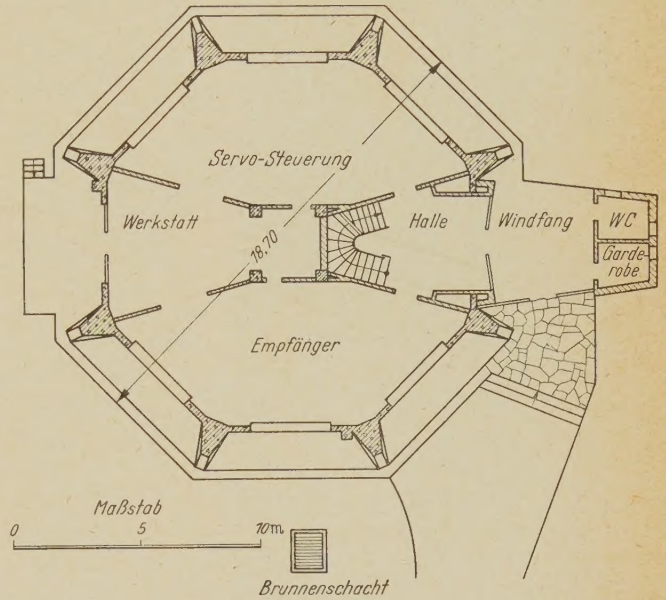


Abb. 1 a. Radioteleskop Stockert. Grundriß Erdgeschoß.

Auf diese Weise können die aus dem Windanfall resultierenden horizontalen Kräfte auf dem kürzesten Wege in den Baugrund abgeleitet werden. Außerdem dient der Sockel zur Aufnahme der notwendigen Arbeitsräume sowie des maschinenbaulichen Teils der Anlage.

Man entschloß sich zur Stahlbeton-Bauweise. Es wurden dabei etwa 550 m³ Beton mit 45 t hochwertigem

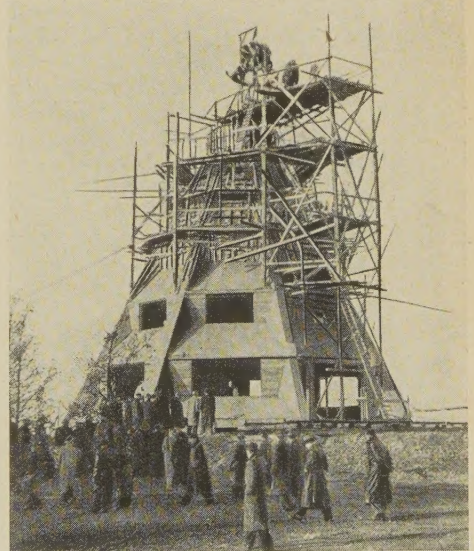


Abb. 1 b. Richtfest des Stahlbetonsockels.

Betonstahl verarbeitet. Für die Wahl gerade dieser Bauweise waren folgende Überlegungen ausschlaggebend:

1. Die auf das Gebäude übertragenen Kräfte (Nutzlast, Wind, Schneelast sowie Eigengewicht) konnten leicht aufgenommen werden, und es ergaben sich zwanglos so kleine Verschiebungen, wie sie nur beim Einsatz großer Stahlgewichte (beim Stahlbau) erzielbar gewesen wären.

2. Der Stahlbeton hat eine durchaus erwünschte schlechte Wärmeleitfähigkeit, so daß Verwerfungen des Gebäudes durch einseitige Sonnenbestrahlung infolge der großen Zeitkonstante nicht so stark zur Auswirkung kommen wie bei der

guten Wärmeleitung z. B. einer Stahlkonstruktion.

Insgesamt beträgt das Eigengewicht des Turmes einschließlich Nutzlast 1100 t. Die maximale Nutzlast einschließlich Spiegel am Gabelkopf rd. 300 t.

Es entfallen also auf jedes der acht Außenfundamente rd. 155 t.

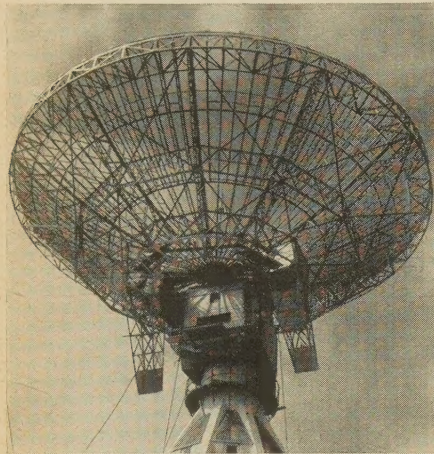


Abb. 2a. Der Spiegel mit den beiden Gegengewichten.

Die statische Berechnung der gesamten Anlage wurde von den technischen Büros Mohr und Prof. Pirlot durchgeführt. Erschwert war die Aufgabe durch die notwendige Genauigkeit des Antriebs für den Spiegel. Eine Genauigkeit, die auch bei ungünstiger Witterung gewährleistet sein muß. Gefordert war, daß zwischen der Ermittlung des Strahlungsdiagramms und den von den Instrumenten angezeigten Seiten- und Höhenwinkeln eine Abweichung von höchstens 5 Winkelminuten auftreten durfte, bei einer Windgeschwindigkeit von 15 m/s. Diese Genauigkeit ist notwendig, um punktförmige Strahlungsquellen, deren Position aus optischen Messungen bekannt ist, mit genügender Genauigkeit vermessen zu können. Das ganze Bauwerk darf auch bei großer Windstärke bis zu 42 m/s und einer gleichzeitigen Schneelast von 75 kg/m² keine bleibende Deformation aufweisen. Die größte horizontale Kraft des Windes auf den Spiegel wurde mit 90 t angenommen. Gefordert war, daß die horizontale Abweichung

der Gebäudespitze mit aufgesetztem Spiegel dabei nicht größer als 5 mm sein durfte. Die statische Durchrechnung des Gebäudes (Sockel) unter Zugrundelegung der in Abb. 2b dargestellten Kräfte ergab eine Verschiebung der Gebäudespitze von nur 0,6 mm. Das ist gleichbedeutend mit einer Winkelverschiebung von etwa 0,1 Winkelminute. Diese Verschiebung liegt weit unter den im Maschinenbauteil erreichten

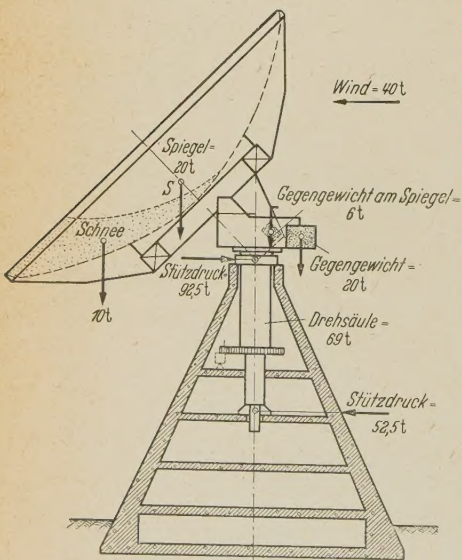


Abb. 2b. Die für die Berechnung maßgebenden Kräfte.

Verbiegungen, die in der Größenordnung von einer ganzen Winkelminute liegen.

Die statische Berechnung erfolgte unter der Annahme, daß das Gebäude als ein in den Felsboden eingespannter Tragarm zu betrachten ist, dessen Grundrißfläche sich nach oben verjüngt. Für das Gebäude selbst wurde ein Rahmensystem gewählt, das sich aus Stützen und Riegeln zusammensetzt.

Die äußeren Dachflächen mußten mit einem Material abgedeckt werden, das die Sonnenstrahlung nicht speichert und so eine Deformation des Spiegels durch Wärmeabgabe herbeiführen könnte. Es wurde ein silberfarbener, reflektierender Kunststoffbelag gewählt. Die äußeren Streben und Fensterwandflächen des Betons erhielten eine wasserabstoßende Zementschlemme.

Die Aufteilung des Gebäudes selbst sieht folgendermaßen aus:

Das Kellergeschoß beherbergt die Trafo- und Umformerräume.

Im Erdgeschoß sind die Steuerungs- und Meßeinrichtungen (Empfänger) untergebracht.

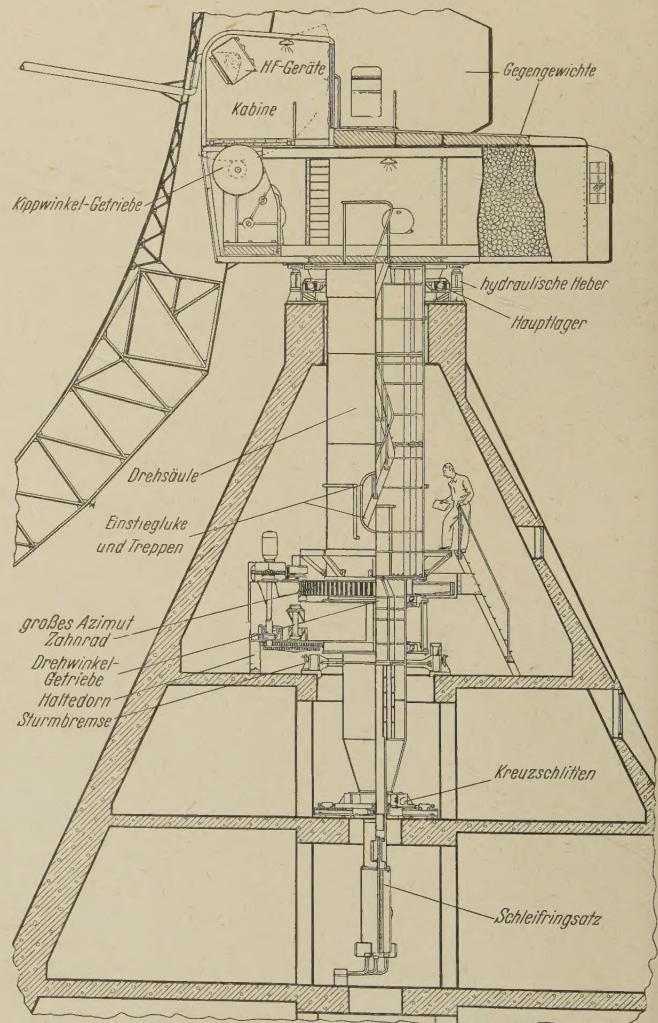


Abb. 3. Schnitt durch den Maschinenbauteil des Radioteleskops.

Das erste Obergeschoß enthält die Arbeitsräume für die Auswertung und Zugänge zum Schleifringsatz der Drehachse.

Im zweiten Obergeschoß sind die Aufenthaltsräume und das untere nachstellbare Lager der Drehachse (die Eifel ist vulkanisches Gebiet, so daß evtl. Verschiebungen auftreten können, die berücksichtigt werden müssen).

Im dritten Obergeschoß sind die Maschinenräume für Antrieb (Horizontaldrehung und Einstieg zum Gabelkopf durch die Drehsäule).

Beheizt werden die Räume mit elektrischen Nachspeicheröfen. Diese Art wurde gewählt, da jede Kohle- und Ölheizung eine Verrußung des Spiegels herbeiführen würde.

Besondere Aufmerksamkeit mußte auf Grund der exponierten Lage des Gebäudes und den hochwertigen Instrumenten, die es enthält, dem Blitzschutz zugewandt werden. Auf dem Spiegelrand wurde ein Kranz kammartiger Ableiter angebracht. Diese führen den Blitz über das Kugellager, das vorsorglich durch eine Schleifringkonstruktion besonders überbrückt wurde, und die im Beton eingelassenen verzinkten Flacheisen zunächst in eine Erdringleitung. Von dieser erfolgt dann eine weitere Ableitung über die Schutzrohre des Tiefbrunnens. Außer dem Spiegel sind alle maschinenbaulichen Teile sowie die Eisenbewehrung des Gebäudes an die Blitzschutzanlage angeschlossen.

Der Spiegel

Als Material für den Spiegel wurde Leichtmetall gewählt; er wird von einem zwölfeckigen Stahlring

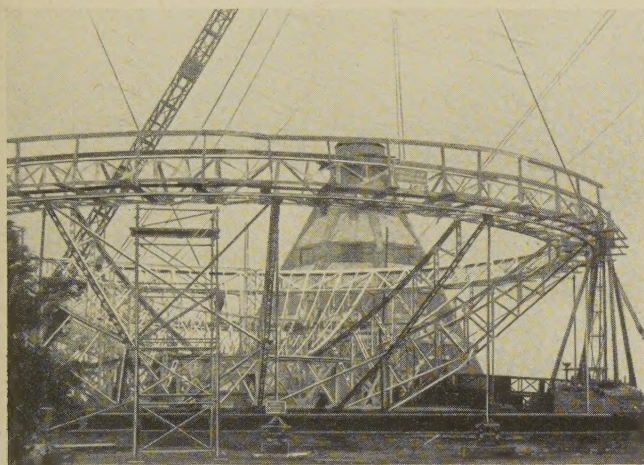


Abb. 4.

Abb. 4 und 5. Zusammensetzen des Spiegels vor dem Sockel.

($\varnothing 12,5$ m) in Raumfachwerkbauweise getragen. Das nach dem Rande führende Leichtmetallgerippe ist strahlenförmig angeordnet (Abb. 4). Es besteht aus 12 Radialträgern, 36 Haupt- und 48 Hilfsspielen, die alle der Parabolform angepaßt sind. Der äußere Begrenzungsring mit 25 m Durchmesser erhielt der Aussteifung wegen einen dreieckigen Querschnitt, und die einzelnen Felder wurden auf der Rückseite durch Diagonalverspannung gekreuzt. Die genaue Form des Paraboloids ergab sich aus Über-

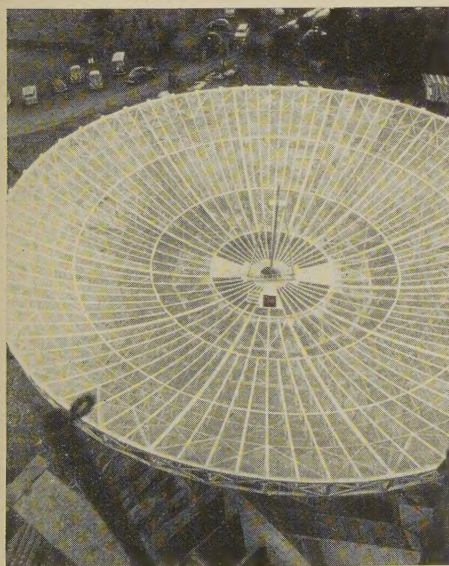


Abb. 5.

legungen für das Richtdiagramm. Für die Herstellungsgenauigkeit war eine maximale Abweichung von ± 10 mm von der Parabolform zugelassen. Erreicht wurde tatsächlich ein Wert von 5 mm, d.h. weniger als 2,5% der zu empfangenden Wellenlänge (21,1 cm Welle der Wasserstofflinie). Die Vorderseite des Spiegels wurde mit einer per-

forierten Leichtmetall-Blechhaut von 2 mm Stärke belegt, quadratische Löcher von 10 mm Seitenlänge sind durch Stege von 2 mm Breite getrennt (Abb. 5 und 6). Dieses Blech wirkt bei 21 cm

Wellenlänge elektrisch nahezu als Vollblech. Durch diese Anordnung ergab sich eine erhebliche Gewichteinsparung sowie Verminderung des Winddrucks. Wenn auch bei der Wahl des Leichtmetalls für den Spiegel die Kosten höher lagen als bei Stahlbauweise, so ergaben sich neben den billigen Unterhaltungskosten (kein Anstrich) eine Reihe weiterer Vorteile. Das leichte Gewicht — auch der Leichtmetallspiegel wiegt immer noch ca. 25 t — und das dadurch bedingte kleinere

Trägheitsmoment war für die beim Drehen und Kippen aufzuwendenden Kräfte von entscheidendem Vorteil. Die Oberfläche des Spiegels ist eloxiert. Diese aufgeraute Oberfläche ist notwendig, damit bei Sonneneinstrahlung keine unnötige zusätzliche Wärmekonzentration im Dipol der Antenne auftritt. Man darf sich hier vor Augen führen, daß die gesamte Fläche des Spiegels über 500 m² beträgt.



Abb. 6. Das durchlöcherne Leichtmetallblech der Spiegelhaut.



Abb. 7. Aufsetzen des Spiegels auf den Gabelkopf.

Der Empfänger (Spektrometer)

Die aus dem Universum ankommenden Radiostrahlen sind sehr schwach. Man schätzt die Gesamtleistung aller auf die Erdoberfläche anfallenden Strahlungsenergie auf etwa 1 Watt. Trotz der großen Antenne und der dadurch bewirkten 75 000fachen Verstärkung wird die Frequenz des kosmischen Wasserstoff-Spektrums im Empfänger nur als ganz schwaches Rauschen aufgenommen. Dieses kosmische Rauschen beträgt nur einige Prozent des Eigenrauschens des Empfängers. Wenn man bedenkt, daß der Empfänger mit seinen 200 Röhren das empfindlichste bisher gebaute Rundfunkgerät darstellt, so geht trotzdem dieses sphärische Rauschen völlig im Eigenrauschen des Empfängers unter. Durch den angewendeten Kunstgriff eines Differenzmeßverfahrens, indem man innerhalb einer Sekunde 500mal den Empfänger auf eine Frequenz umschaltet, von der man genau weiß, daß dort nur das Eigenrauschen hörbar ist, wird es erst möglich, dieses winzige Rauschen meßbar zu machen. Unter Zuhilfenahme des Dopplereffektes ist es möglich, auch die Bewegungen der „Radiosterne“ festzustellen.

Natürlich setzt die außerordentlich hohe Empfindlichkeit des Empfängers einen sehr hohen Aufwand an Maß-

nahmen für die Abschirmung sämtlicher elektrischer Anlagen voraus. Schon der einsame Standort trägt dem Rechnung. Da bereits eine Drehkopplung stören würde, ist der Dezimeter-Teil des Empfängers unmittelbar hinter dem Parabolspiegel an der Kippachse montiert. Die Konstruktion dieser Empfangsanlage war sowohl in ihrem Dezimeter- als auch im Auswertungsteil eine Aufgabe, die auch dem gewiegtsten Hochfrequenzingenieur nicht alltäglich ist.

Staatssekretär Brandt bezeichnete es als eine besonders glückliche Fügung des Schicksals, daß es gelang, die gleiche Gruppe von Menschen, die in einer überaus erfolgreichen Weise bei der Schaffung von Radar-Boden-geräten im zweiten Weltkrieg zusammenwirkte, wiederum unter Führung der ältesten deutschen Funkfirma zu gemeinsamer, jetzt vollendeter Arbeit am Radioteleskop für die Universität Bonn zu vereinen. Es wird der Astronomie neue wissenschaftliche Erkenntnisse erschließen und auch für die Radartechnik ein Forschungsinstitut werden, dessen Arbeitsergebnisse die so wichtige Grundlagenforschung auf dem Funkmeßgebiet und das Studium der Ausbreitungsverhältnisse, der Reichweitenvergrößerung und der Genauigkeitssteigerung wesentlich fördern.

Die Radiosternwarte auf dem Stockert dient einem friedlichen Zweck. Im Vergleich zu den optischen Teleskopen dringen die Funkwellen ungehindert durch

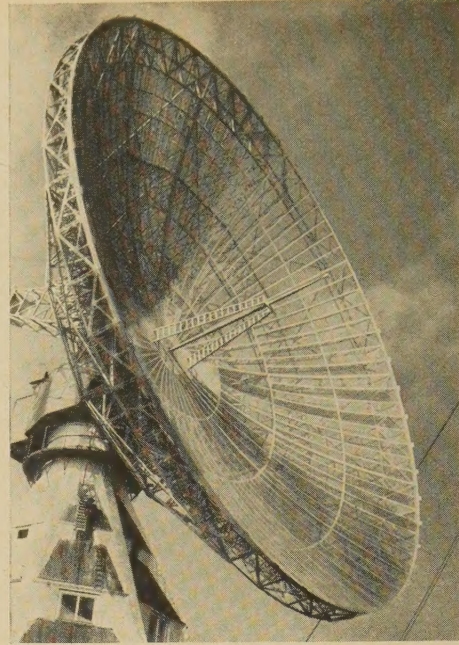


Abb. 8. Blick in den fertigen Spiegel.

Himmelsstaub und Nebel viel, viel weiter ins Weltall ein. Die Erkenntnisse, die die Astronomen bei ihrer Arbeit mit diesem Präzisionswerk der deutschen Industrie gewinnen, sollen dazu beitragen, die Menschen zu überzeugen, daß es viel größere und wunderbarere Dinge gibt als die Probleme, mit denen unsere heutige, so kleine Welt glaubt, sich beschäftigen zu müssen.

Verbessertes Drehwinkel-Iterationsverfahren für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen

Von ord. Prof. Dr.-Ing. H. Craemer, Fischerhude über Bremen

DK 624.041.072.33

Übersicht: Das Gleichgewicht der Knoten gegen Drehen wird in den Knotendrehwinkeln ausgedrückt und die gewonnene Gleichung für Zwecke der Iteration umgeformt. Das Verfahren wird wie bei Cross in der Trägerskizze durchgeführt, schaltet aber im Gegensatz zu diesem etwaige Fehler selbsttätig aus.

Die Stufenverfahren nach Cross, Grinter und anderen haben es überhaupt erst möglich gemacht, hochgradig unbestimmte Rahmen ohne Zuhilfenahme von unsicheren Annahmen in tragbarer Zeit zu berechnen. Sie haben freilich den Nachteil, daß bei ihnen das Ergebnis als Summe vieler Einzelschritte entsteht, so daß jeder derselben richtig sein muß. Eine automatische Ausschaltung von Fehlern gibt es bei diesen Verfahren also nicht, wohl aber bei der im folgenden beschriebenen Iteration.

Grundlegende Beziehungen

Wir bestimmen zunächst die Knotendrehwinkel, da hierbei die Anzahl der Unbekannten wesentlich geringer ist, als wenn man die Stabendmomente unmittelbar ermittelt. Dabei setzen wir in dieser Arbeit voraus, daß die

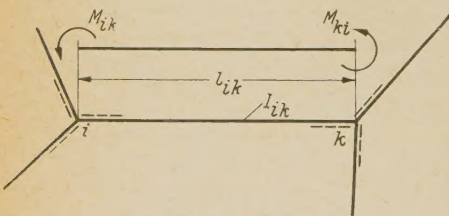


Abb. 1. Rahmenstab $i-k$.

Knoten unverschieblich und die Trägheitsmomente stabsweise konstant sind. Die Drehwinkel seien positiv bei Rechtsdrehung, die Stabendmomente, wenn sie wie in Abb. 1 gezeigt wirken.

Bezeichnen wir mit φ_i und φ_k die E -fachen Drehwinkel an den Knoten i und k , so gilt bekanntlich

$$M_{ik} = M_{sik} - 2 s_{ik} (2 \varphi_i + \varphi_k), \quad (1)$$

worin

$$s_{ik} = I_{ik} / l_{ik} \quad (2)$$

die bekannte Steifigkeitszahl und M_{sik} das bei beiderseitiger Volleinspannung auftretende Moment. Für M_{ki} gilt das gleiche nach Vertauschung von i und k . Treffen nun n -Stäbe mit $k = 1, 2, \dots, n$ im Knoten i zusammen, so ergibt sein Gleichgewicht gegen Drehen

$$\sum_k M_{ik} = M_{oi}, \quad (3)$$

wenn dort, z. B. infolge eines Kragarms, ein äußeres Moment M_{oi} (linksdrehend positiv) angreift, oder

$$\sum_k M_{ik} = 0, \quad (4)$$

wenn dies, wie meistens, nicht der Fall ist.

Setzt man Gl. (1) ein, so folgt

$$M_{oi} = \sum_k M_{sik} - 4 \varphi_i \sum_k s_{ik} - 2 \sum_k s_{ik} \varphi_k$$

oder durch Auflösen nach φ_i , wenn noch die „Beitragszahlen“

$$s_{ik} / 2 \sum_k s_{ik} = d_{ik} \quad (5)$$

und das Belastungsglied des Knotens

$$B_i = \frac{\sum_k M_{sik} - M_{oi}}{4 \sum_k s_{ik}} \quad (6)$$

eingeführt werden,

$$\varphi_i = B_i - \sum_k d_{ik} \varphi_k. \quad (7)$$

Dies ist die Ausgangsgleichung für die Iteration.

Laufen im Knoten n gleiche Stäbe zusammen, so wird aus Gl. (7)

$$\varphi_i = B_i - \frac{1}{2n} \sum_k \varphi_k. \quad (8)$$

Beispiel

Der Rahmen nach Abb. 2 sei symmetrisch ausgebildet und auf den Strecken 1—3, 5—7 und 9—11 mit 10 t/m belastet. Wir übergehen die Angabe der Größen I und schreiben, durch runde Umrandung hervorgehoben, im rechten Teil der Figur die Werte s nach Gl. (2) an der Mitte der Stäbe an, ferner im linken Teil, ebenfalls rund umrandet, die Größen $2 \sum s$ für jeden Knoten. Man kann diese Angaben natürlich auch in einer besonderen Skizze,

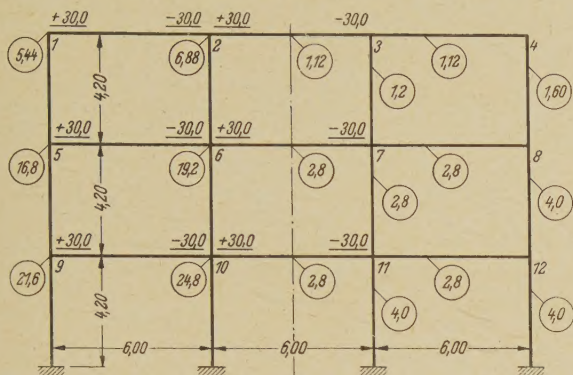


Abb. 2. Stockwerkrahmen mit Steifigkeitszahlen und Momenten bei voller Einspannung.

getrennt von den Angaben über Längenabmessungen und Belastungen, eintragen.

Die Größen M_{sik} schreiben wir, durch Unterstreichung hervorgehoben, an die Stabenden. Dabei ist das Vorzeichen zu beachten, das sich aus Abb. 1 ergibt. In einer weiteren Skizze (Abb. 3) tragen wir nun in den Knoten die Werte B_i nach Gl. (6) und, durch Pfeile angedeutet, die Beitragszahlen nach Gl. (5) neben den Knoten ein.

Über die zweckmäßige Auflösung von Gleichungen durch Iteration hat der Verfasser an anderer Stelle [1] Gesichtspunkte angegeben, auf die hier verwiesen sei. Hier sei hinzugefügt, daß man, mindestens in der ersten Stufe, die für Kopfrechnung sehr geeignete Gl. (8) selbst dann verwenden kann, wenn die Steifigkeitswerte wesentlich voneinander abweichen. Hier ist dies in der ersten und zweiten Stufe geschehen.

Auch in der dritten Stufe wurde noch teilweise im Kopf gerechnet, ohne dabei unbedingte Genauigkeit anzustreben. Die

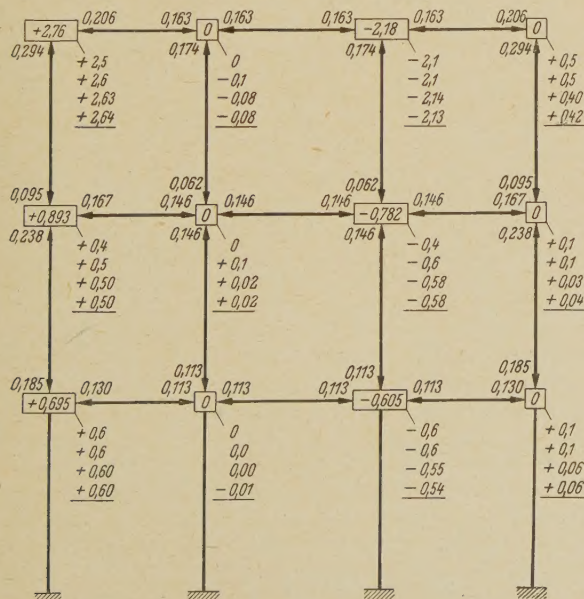


Abb. 3. Durchführung der Iteration zu dem Rahmen Abb. 2.

Reihenfolge der Iteration ist 1-2-3-4-8-7-6-5-9-10-11-12 und dann von vorne; selbstverständlich kann man die Genauigkeit noch beliebig weiter treiben, was aber zwecklos sein dürfte. Die Ermittlung der Momente aus Gl. (1) bedarf, nachdem die Drehwinkel gefunden sind, keiner Erläuterung.

Sonderfälle

Ist das Ende k eines Stabes voll eingespannt, so ist dort $\varphi_k = 0$ zu setzen, wie schon in obigem Beispiel geschehen.

Ist das Ende k frei drehbar gelagert, also $M_{ki} = 0$, so gilt bekanntlich

$$M_{ik} = M'_{sik} - 4 s'_{ik} \varphi_i, \quad (9)$$

wenn man unter M'_{sik} das Endmoment des bei i einseitig eingespannten Balkens versteht und

$$s'_{ik} = 3 I_{ik} / 4 l_{ik} \quad (10)$$

setzt. Gl. (9) stimmt formal mit (1) überein, wenn man dabei den Winkel φ_k außer Betracht läßt, also null setzt. Die weitere Untersuchung folgt dann wieder den Gl. (5), (6) und (7).

Besteht in einem Stabe $i-k$ Symmetrie, also $M_{sik} = -M_{ski}$, $\varphi_i = -\varphi_k$, so gilt

$$M_{ik} = M_{sik} - 4 s'_{ik} \varphi_i \quad (11)$$

mit

$$s'_{ik} = I_{ik} / 2 l_{ik}, \quad (12)$$

während M_{sik} die alte Bedeutung beibehält.

Geht die Symmetrieachse durch den Knoten, so ist dort $\varphi = 0$.

Ist ein Stab antisymmetrisch beansprucht und das System selbst symmetrisch, also $M_{ik} = M_{ki}$, $\varphi_i = \varphi_k$, so ist bekanntlich in seiner Mitte die Durchbiegung und das Biegemoment null. Man behandelt ihn dann als Stab mit halber Länge nach den Gleichungen (9) und (10).

Beispiel

Der symmetrische durchlaufende Rahmen nach Abb. 4 sei mit $p = 10$ t/m im ganzen Riegel belastet. Die Träg-

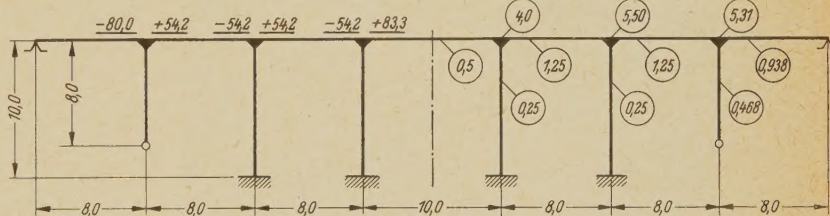


Abb. 4. Durchlaufender Rahmen mit Steifigkeitszahlen und Momenten bei voller Einspannung.

heitsmomente seien $I = 10$ im Riegel, $I = 3$ in den Mittelstützen und $I = 5$ in den Endstützen. Man erhält dann zunächst die im rechten Teil der Figur in der Mitte der Stäbe eingeschriebenen Größen s bzw. s' und s'' und aus diesen die in den Knoten eingetragenen Größen $2 \sum s$. Im linken Teil der Abb. sind die Momente M_s , bzw. M_s' für das Endfeld ersichtlich.

In Abb. 5 sind dann wieder die Werte d , über den Pfeilen, und B , in rechteckiger Umrandung, angegeben. Die Iteration geht in diesem Falle besonders rasch vor sich und liefert Werte, die sich kaum von den Ausgangswerten B unterscheiden.

Literatur

[1] Österr. Bauzeitschrift 8 (1953) S. 73 ff.

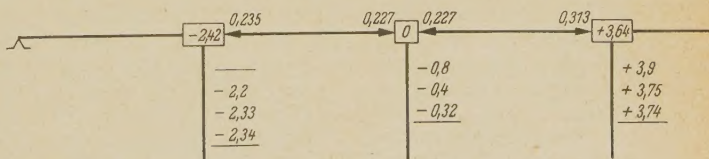


Abb. 5. Durchführung der Iteration für den Rahmen nach Abb. 4.

Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Generation*

Von Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.

DK 627.51 (492)

Übersicht

1. Die Sturmflut vom 1. 2. 1953. — 2. Die Wiederherstellungsarbeiten. — 3. Die Entwicklung zum Deltaplan. a) Entwicklung und Vorarbeiten; b) Sandtransport; c) Bodensenkung; d) Allgemeines über die Pläne. — 4. Die Planung im Delta-gebiet. a) Die Übersicht über die Bauten und ihre Wirkungsweise; b) Die Reihenfolge der großen Arbeiten. — 5. Die Bauweise der Abschließungsdämme. — 6. Die Vermessung des Deltagebietes durch Funkortung.

1. Die Sturmflut vom 1. 2. 1953

Es ist, als wollten die Naturgewalten von Zeit zu Zeit darauf aufmerksam machen, wo wirklich die großen Menschheitsaufgaben liegen. Seit die See die britischen Inseln vom Festland trennte, schützen als natürliches Bollwerk nur die Dünen in der Küstenlinie die Inseln des Mündungsdeltas Schelde, Waal, Maas und Lek und den holländischen Westen, der als Tiefland ausnahmslos unter dem MW liegt. Polder nach Polder befestigte und erweiterte hier den Landbesitz der Bewohner, so daß heute fast die Hälfte des holländischen Territoriums mit 6 Mio. Einwohnern (von einer Gesamtbevölkerung von 10 Mio.!) unter dem HHW-Spiegel liegt, und nur dann gesichert ist, wenn die Deiche halten. In Bewunderung dieser Leistung von Generationen sagte ein Franzose einmal: „Gott schuf die ganze Welt, außer Holland, denn das haben die Holländer getan.“ Die abgewinkelte Länge der aktiven Deiche Hollands beträgt 1670 km, während eine ungebrochene Umfangslinie nur etwa 450 km ergibt. Die Instandhaltung der Deiche, zu denen mindestens auch die ersten Binnen-deiche gehören, ist eine dauernde, schwere Belastung, und darum strebt man seit langem danach, die Küstenlinien durch Begradigungen zu verkürzen. Im Jahre 1932 gelang dies durch die Abschließung der Zuider See um 300 km,



Abb. 1. Deichdurchbruch 1953.

1950 durch den Abschluß der Brielser Maas um 43 km und 1952 durch den Braakman-Damm um weitere 22 km. Der Deltaplan wird die Deichlänge um 700 km verkürzen.

Noch allen Lesern wird die Katastrophe der Nacht vom 31. 1. auf Sonntag, den 1. 2. 1953 in Erinnerung

* Unter Benutzung der Nationalen Denkschrift „De Ramp“ vom Februar 1953 nach „De Ingenieur“ 68 (1956) No. 6, 11, 14, 20, 21, 23, 24 und 28 und „Cement“ 5 (1953/54) Heft 7/8 und der Wochenschrift „Bouwbelangen“ v. 28. 12. 1956.

sein, für die man bis 1825 zurückgehen muß, um eine Parallele zu finden. „Es war eine Nacht, die auf Vollmond folgte. Mond und Sonne zogen das salzige Wasser hoch gegen die Küsten von West-Europa. Springtide. Aber über dies hochgestaute Wasser jagte auch der Sturm aus Nordwesten, der am Sonnabend schon die Küsten von Schottland angesprungen hatte, gewaltig und langausholend mit Stößen von Orkanraft, mit Geschwindigkeiten bis 150 km/st. Und gewaltig und in langen Wogen trieb er das Wasser des westlichen Ozeans in den schmalen Trichter der Nordsee, daß es an den Deichen hochstieg, höher als Geschlechter sich erinnern konnten.“ Mit diesen Worten beginnt die erschütternde Denkschrift über die Katastrophe, die 175 000 Hektar Land überflutete und versalzte, 1800 Menschen das Leben kostete und 2000 Mio. Gulden Schaden hinterließ. Abb. 1 zeigt einen kleinen Deichdurchbruch, von dem fast 400 eintraten, außerdem erfolgten 67 große Durchbrüche bis 200 m Breite.

Wenn man hört, daß in diesem überfluteten Gebiet 13,7 % des Bauernlandes, 12,7 % des Gartenlandes, 5 % der Wiesen, 8,3 % des Baumgartengebietes ganz Hollands lag, aus denen 24,2 % des Weizens, 29,2 % der Hülsenfrüchte und 17,8 % der Handelskartoffeln kamen, kann man den Schaden der dort wohnenden Menschen und den Verlust der holländischen Volkswirtschaft ermessen.

Ein Blick auf die Karte (Abb. 2) läßt ahnen, welche geringen Rettungsmöglichkeiten sich in vielen Fällen bei den um 2 Uhr nachts beginnenden Zerstörungen boten, besonders wenn man bedenkt, daß der Sturm die Sirenen und Sturmglocken übertönte, daß sehr bald die Elektrizitätsversorgung ausfiel und auch die Telefonverbindungen unterbrochen wurden und außerdem an Hilfe vom Lande her in der Sturmnacht gar nicht zu denken war. Die erschütternden menschlichen Schicksale haben damals eine Welle internationaler Hilfsbereitschaft ausgelöst, die das materielle Leid der Überlebenden und Evakuierten zu lindern bestrebt war.

2. Die Wiederherstellungsarbeiten

Die Wiederherstellung der Deiche nimmt im kleinen das Prinzip vorweg, das auch später bei der Abschließung der großen Mündungstrichter im Rahmen des Deltaplanes angewendet werden wird, und soll deswegen hier kurz dargestellt werden.

Schon bei einem kleinen Deichbruch, in welchem die Strömung eine tiefere Rinne gerissen hat, ist die direkte Schließung nicht mehr möglich. Man baut dann zunächst einen Ringdeich auf dem nicht mehr erodierten Gelände auf der Seeseite oder innerhalb des Deiches, wodurch die Strömung im Durchbruch gestoppt wird, und erneuert in dessen Schutz den alten Deich. Der Ringdeich wird später wieder entfernt, falls er stört.

Das gleiche Prinzip gilt auch für schwere Fälle. Bei dem großen Durchbruch von Schelphoek bei Serooskerke in der Oosterschelde hatte sich ein ganzes System tiefer Rinnen gebildet, so daß ein kleiner Ringdeich nicht möglich war. Der in diesem Falle landeinwärts gerichtete Ringdeich ist 4 km lang und entstand von einer mittleren, aufgespülten Insel aus, die zwischen den Hauptrinnen in aller Eile aufgeführt wurde. Diese großen Rinnen wurden dann durch sog. Phoenix-Senkkästen abgeschlossen, die noch von der Invasion 1944 verfügbar waren, große Stahlbeton-Senkkästen von 62 m Länge, 18,9 m Breite und 18,9 m Höhe, die schwimmend herangebracht und bei Stillwasser in der Rinne versenkt, diese verschlossen. Im Anschluß daran waren schon vorher kleine Einheits-Senkkästen versenkt, nachdem die Sohle durch Sinkstücke gegen neue Rinnenerosion gesichert war. Die Einheits-Senkkästen haben die gleichen Grundabmessungen von 7,50 m × 11,00 m, ihre kleinste Höhe ist 2,12 m, die



Abb. 2. Karte der 1953 überschwemmten Gebiete. Überschwemmtes Land; Versumpftes Land.

größte 6,00 m. Da die 2,12 m hohen Abschnitte auch ohne Boden hergestellt werden (die z. B. in flachem Wasser abgesetzt und mit Klai oder Sand gefüllt als Deichkern schon ausreichen können), ist noch die Möglichkeit gegeben, die 6 m hohen Kästen an Ort durch diese Aufsatzkästen zu erhöhen. Auch hinter- und nebeneinander können die Kästen zu den verschiedensten Abmessungen zusammengesetzt werden, so daß eine große Anpassungsfähigkeit mit diesen schwimmfähigen Einheitskästen gegeben ist. Abb. 3 zeigt die Abmessungen der Kästen und einige der durch Verschraubung möglichen Kombinationen. Durch Einspülen von Sand in die Kästen und Nachdichten der Leckstellen durch Klai und Sinkstücke wird schnellstens dieser provisorische Zustand eines Deichkernes überwunden und über der dichten Senkkastenreihe der Ringdeich durch Überspülen mit Sand und Befestigung der Böschung geschlossen. Erst dann kann der eigentliche Deichbruch, durch den nunmehr nur ein mengenmäßig geringer Gezeitenstrom geht, in normaler Bauweise geschlossen werden.

In den ersten zwei Jahren nach der Flutkatastrophe sind 67 große und mehrere hundert kleine Durchbrüche innerhalb einer betroffenen Deichlänge von 1,080 km auf diese Weise geschlossen. Etwa 500 kleine Senkkästen und einige große Phoenix-Caissons wurden eingebaut. 500 000 m³ Sinkstücke sind verlegt, 1,2 Mio. m³ Klai und etwa 17 Mio. m³ Sand sind gebraucht, und rund 300 000 t Asphalt-

produkte sind für die Deichböschungen verarbeitet. Ein riesiger Gerätepark ist viele Monate unermüdlich tätig gewesen. Dann erst konnte an die Beseitigung der Schäden hinter den Deichen gedacht werden, die noch 2—3 Jahre in Anspruch nehmen wird.

3. Die Entwicklung zum Deltaplan

a) Entwicklung und Vorarbeiten

Natürlich ist die besondere Gefährdung des Inselgebietes im Südwesten Hollands schon vor 1953 erkannt und beachtet worden. 1920 hatte der Ing. Cramers versucht, für das zerstückelte Gesamtgebiet mit seinen verwickelten Verhältnissen hinsichtlich der Gezeiten-Strömungen, der Sandwanderungen, des Süßwasserabflusses und der Querströmungen infolge Windstau und anderer Einflüsse Berechnungsmöglichkeiten auf Grund von Messungen zu finden. Er hatte, gestützt auf seine Untersuchungen, die Schließung des Westkanals zwischen „Waterweg“ und „Alter Maas“ sowie den Bau des Krabben-Kanals zwischen der alten Maas und dem Hafen Dordrecht veranlaßt und damit den vorher errechneten Erfolg gehabt. Sein Nachfolger van Veen setzte die Messungen in großem Umfange fort, um zunächst die Vorherrschaft der verschiedenen Flutläufe zu erkennen und daraus für die Verbesserung der Schiffbarkeit Maßnahmen abzuleiten. 1929 erschien eine Schrift von Nijhoff: „Studie über die Notwendigkeit einer systematischen Untersuchung der

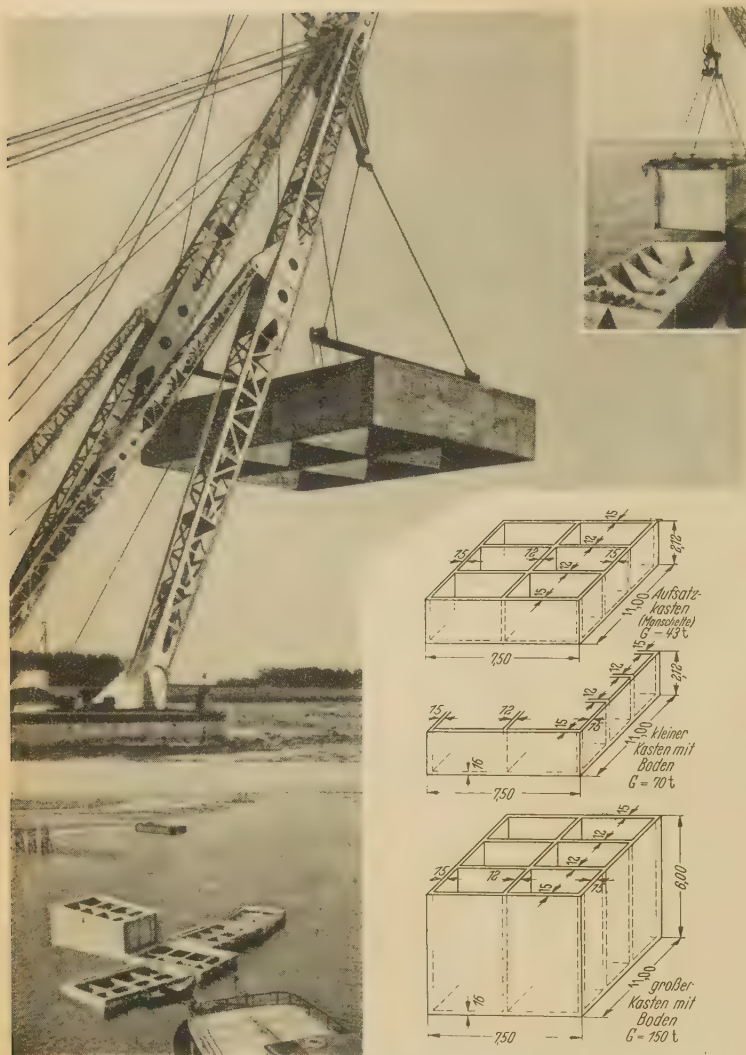


Abb. 3. Senkkastentypen, die bei den Wiederherstellungsarbeiten vielfach in Kombinationen verwendet sind.

Westerschelde“, in der die völlige Übersicht über den Mechanismus der Gezeiten und Strömungen in diesem Gebiet gefordert wurde. Natürlich standen bei den laufenden Arbeiten an den Wasserstraßen und Häfen die Belange der Schifffahrt im Vordergrund, wobei im wesentlichen Baggararbeiten erforderlich wurden. Baggern ist aber nicht nur Mittel, sondern auch Zweck! Die Vertiefung der Querkanäle löste Gezeitenströmungen und Sandversetzungen aus, welche Unruhe in das System der Wasserführung brachten. Auch entdeckte man, daß oft nahe dem Boden die landeinwärts gerichtete Unterströmung unter der abfließenden Süßwasser-Oberströmung noch Sand binnenwärts trieb und den Abfluß von Flußsand stoppte. Man fand, daß die Probleme bei näherem Eindringen immer verwickelter wurden. Schwere Eingriffe bedeuteten auch die Ausbeutung guter Rheinsandbänke für bauliche Zwecke und die in großem Umfang betriebene Sandgewinnung zum Aufhöhen von Industriegelände, was wiederum in den Nebenarmen zu Vertiefungen und zunehmenden Strömungen führte. Für die Studien waren alle diese Tatsachen recht hinderlich, weil sie die Voraussetzungen für die rechnerische Beherrschung der Verhältnisse immer wieder zerstörten. Aber immer mehr drängte die Forderung auf Befahrbarkeit aller Haupt- und Querverbindungen in den Vordergrund, und 1932 schien die Aufgabe der nur hydraulisch-technischen Beherrschung des Mündungsgebietes überholt zu sein. Es war aber wenigstens festgestellt, daß von den sagenhaften 12 Mio. m³ Sand, die jährlich von der franz. Nordküste durch den Kanal vor Hollands Küste neu erscheinen sollen, überhaupt nichts ankommt, wenigstens nicht im Küstenstrich Südhollands,

so daß man sich auch in Zukunft mit dem örtlich vorhandenen Sand einrichten muß.

Vor der Küste des Deltagebietes liegen aber immerhin 10 000 Mio. m³ Sand, die nach Schließung der geplanten Dämme wahrscheinlich eine Wanderung großen Ausmaßes nach Norden antreten werden. Die Beobachtungen vor der Brielser Maas, wo nach deren Abschließung jährlich 500 000 m³ versetzt werden, lassen dies als wahrscheinlich erscheinen. Auf lange Sicht — 200 Jahre — erwartet man nach Vollendung der Delta-bauten eine beträchtliche Glattstreckung der Küste zwischen Hoek van Holland und Westkapelle, die allenfalls zwischen den festzuhalten-den Inselköpfen eine Girlandenkontur bekommt. Man wird noch lange Jahrzehnte die Küste vor den Dämmen durch Peilungen kontrollieren müssen, den Flugsand festlegen und die Inselköpfe verstärken müssen.

Erst allmählich änderte sich die Zielsetzung der Untersuchungen. Der Wunsch, die Brielser Maas abzdämmen, nahm Gestalt an, wodurch eine Deichverkürzung und Landgewinn neben einer Verbreiterung und Vertiefung des „Waterweg“ — der Seezufahrt von Hoek van Holland nach Rotterdam — erreicht wurde. Die Kommission, welche die Vorarbeiten hierzu durchgeführt hatte, blieb auch nach dieser Zeit beisammen und erweiterte ihren Aufgabenbereich auf eine allgemeine Verbesserung aller Verhältnisse, und zwar nachdem das „Biesbosch“-Projekt der komplexen Betrachtungsweise beachtlichen Auftrieb gegeben hatte, obwohl es bis heute nicht zu einer Inangriffnahme dieser Arbeit gekommen ist. „Biesbosch“ ist der Inselbezirk südöstlich Dordrecht, der 1422 durch Überflutung entstand und dessen großzügige Bedeichung den bisherigen Sturmflutwasserstand in Dordrecht rechnermäßig um 9 cm erhöhen würde, was aber im Hinblick auf die nicht mehr mögliche Erhöhung der bestehenden Dordrechter Wasserbauten nicht tragbar erschien. Die Untersuchungen ließen aber gleichzeitig überall solche unzureichenden Bauzustände des Uferschutzes erkennen.

Ähnliches hatte sich schon bei der Abschließung der Zuider See ergeben, wo Prof. Lorentz eine Erhöhung der Sturmflutstände längs der Wattenküste errechnete, für welche sich der Staat verantwortlich fühlte. Er ließ daher damals als staatliche Maßnahme dort eine Reihe von Deicherhöhungen vornehmen.

Ebenso wie bei der Zuider See hatte man es beim Biesbosch-Projekt mit einem Flutkeil zu tun, d. h. wegen der engen Einlaßöffnungen kann die Flut nicht bis zur vollen Höhe auflaufen. Anders bei den Verhältnissen im Deltagebiet: Die Querverbindungen Volkerak, Zijpe, Kil und Noord sind sehr empfindliche Strömungen, die sehr stark von den Oberwasserlasten beeinflusst werden. Das Volkerak kann sogar gelegentlich die Strömungsrichtung wechseln, so daß statt eines Flutüberschusses ein solcher des Ebbstromes entsteht.

Die Untersuchungen merzen auch den Begriff der „höchsten vorgekommenen Flut“ aus, dem man lange Jahrzehnte zuviel Gewicht beigelegt hat. Man ersetzte ihn durch die „Superflut“, die „höchstmögliche Flut“, die man schon 1939 um 72 cm höher als die höchste bekannte Flut ansetzte. Nun waren natürlich alle Deiche weitaus zu niedrig. Hinzu kam, daß die Höhen noch immer auf den Amsterdamer Pegel bezogen wurden, den letzten Stein, den 1682 der Bürgermeister Hudde in das Widerlager des Sturmflutbrückenwehres von Amsterdam gesetzt hat, über das heute ein schwerer Verkehr geht und demgegen-

über sich der Meeresspiegel bei Delfzyl z. B. um 21,7 cm im Jahrhundert erhöht. Wenn nur der Pegel sackte, müßte diese Differenz überall gleichmäßig in Erscheinung treten, was aber nicht der Fall ist. Diese Beobachtung verdeutlicht wiederum die wirklichen Verhältnisse, eine Unklarheit, die schließlich durch die Festsetzung einer höchstmöglichen Sturmfluthöhe von 4,0 m ü. N. A. P. in Hoek van Holland aus dem Wege geräumt wurde. Wegen des zweiten Weltkrieges konnten die Pläne zur Deicherhöhung nicht durchgeführt werden, die in den sog. Inselplänen und dem Sturmstauplan ihre gültige Form gefunden hatten.

Von 1932 bis 1952 waren jährlich etwa 50 Menschen am Studium des Deltagebietes tätig. Am 2. 12. 1952 wurde regierungsseitig der Auftrag gegeben, das gesamte Gebiet zwischen Walcheren und Waterweg unter dem Gesichtspunkt zu prüfen, wie man die Seegatten, die Mündungstrichter zwischen Walcheren und Voorne, abdämmen könnte. Die Studien hatten am 1. 2. 1953 schon rund 400 Protokolle und Beobachtungen über Gezeiten, Sandtransport und Bodensenkungen zur Auswertung erbracht, als die große Flut eintrat, die mit + 3,85 m Höhe fast die stipulierte Superflut von + 4,00 m ü. N. A. P. darstellte.

Seit dieser Katastrophe sind 80 Fachleute bei den Studien für das Deltagebiet direkt eingesetzt und alle staatlichen Stellen, wie das Labor für Wasserbau, das Mathematische Zentrum, die Allgemeine Wasserbauverwaltung, das Planungsbüro für den Nationalen Plan, das Landwirtschaftsministerium, das Ministerium für Fischerei und Ernährung, die Fischerei-Inspektion usw. arbeiten direkt und indirekt mit am „Deltaplan“. Diesen Namen gab der Generaldirektor der Behörde „Rijkswaterstaat“, Ing. A. G. Maris, dieser nationalen Aufgabe.

Für die rechnerische Erfassung der verwinkelten Verhältnisse stützt man sich heute auf drei holländische Spezialisten, nämlich: Dr. Dronkers, der 1935 mit seiner sogenannten „Exact-Methode“ das Problem in einer befriedigenden Weise unter Anwendung von Fourierschen Reihen löste, ferner auf Prof. Mazure, der — ebenfalls 1935 — auf der von Prof. Lorentz angegebenen Methode der Sinusoiden aufbaute, und auf Dr. Schönfeld, der 1951 seine Methode der „Charakteristika“ vorlegte.

Alle 3 Methoden werden von 25 Rechnern mit 10 elektrischen Rechenmaschinen angewendet, sie kontrollieren sich gegenseitig und führen zu recht guten Übereinstimmungen. Außerdem steht ein hydraulisches und ein elektrisches Modell zur Verfügung. Ersteres wird seit 1947 im Wasserbau-Labor in Delft betrieben, wo Prof. Thijsse Strömungsverhältnisse und Wasserstände untersucht, die bisher ausschließlich berechnet wurden. Natürlich gibt es z. B. durch Windstau bis 5 cm Differenzen zwischen Delft und den Haag, und daher sind laufende Vergleiche nötig.

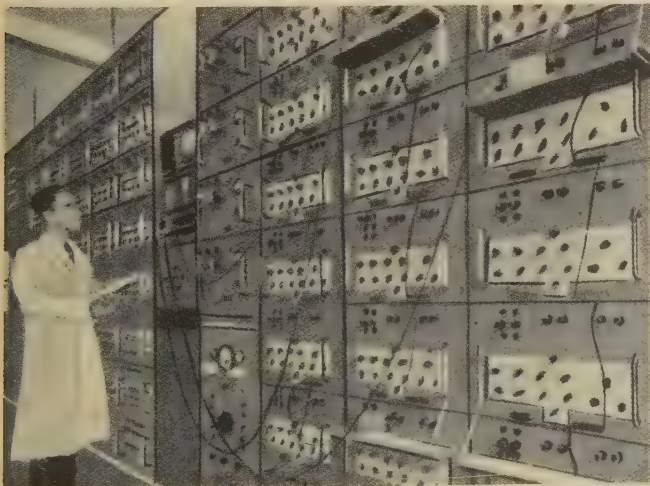


Abb. 4. Das elektrische Rechenggerät.

Ebenso wie das hydraulische Modell ist auch das elektrische Modell eine Rechenmethode. Ausgehend von der Übereinstimmung der idealen Gezeitenkurve mit der Wechselstromkurve entwickelte Dr. van Veen seit 1930 mit Unterstützung der Postverwaltung — da die Lorentz-Formel aus der Telegraphie stammt — ein Gerät, in welchem durch verwinkelte Schaltungen zwischen verschiedenen starken Leitungen, Widerständen, Selbstinduktionen und Querverbindungen ein getreues Abbild der Haupt- und Nebenströmungen entstand. Das noch im Ausbau befindliche Gerät ist bis jetzt aus 70 Einheiten zusammengesetzt, von denen jede 5 km Flußlauf darstellt (Abb. 4). Ein Tideverlauf entspricht hier einem Stromstoß von $\frac{1}{1000}$ sec. Dauer. Es wird vor allem bei HW- und NW-Berechnungen in Kombination mit den vielen verschiedenen Abflüßmengen von oben gebraucht und ergibt recht gute Ergebnisse.

b) Sandtransport

Zur Verfügung stehen drei Methoden zur Ermittlung des Umfanges der Sandverlagerungen, nämlich die direkte Messung in Kästen, die Massenberechnung aus laufenden Peilungen des Bodenprofils und die theoretische Berechnung (z. B. nach Kalinske, H. A. Einstein und Meyer-Peters). Alle drei Methoden geben befriedigende Übereinstimmung, wenn man berücksichtigt, daß diese Arbeit ohnehin keine Uhrmacherarbeit sein kann. Beim Peilen ergeben sich Fehler aus dem schwer ablesbaren Wasserstand, der schwierigen Festlegung des Peilpunktes und daraus, daß man nie ein ganzes Stromgebiet auf einmal abpeilen kann, sondern nur einzelne Teile. Außerdem sind die Peilkarten vor 1870 längst nicht so genau wie die heutigen. Man kennt heute den Verlauf der Umlagerung von vielen Mio. m³ im Jahr, und man weiß sicher, daß die Oosterschelde viel Sand verliert. Man kontrolliert die Tendenz der Strömung, unter die Ufer zu drängen, nachdem das Festhalten der Ufer in der Westerschelde stabile Verhältnisse schaffte, insofern als hier der Stromstrich frei pendelnd stets einen guten Fahrkanal nach Antwerpen schafft, ohne zu verwildern und ständig neue Untiefen zu bilden.

c) Die Bodensenkung

Ist die gefährlichste Bedrohung, wobei man wahrscheinlich einen Denkfehler begeht, wenn man die zwischen 1,3 cm bei Oostmahorn und 21,7 cm bei Delfzijl ermittelten Erhöhungen der Wasserstände im Jahrhundert nur als allgemeine Bodensenkungen erklärt. Diese Werte beruhen alle auf dem N. A. P. (Neuer Amsterdammer Pegel), dessen absolute Höhenlage nicht gewährleistet ist. Man darf sicherlich nicht alles auf eine allgemeine Senkung der Küste zurückführen.

Es ist klar, daß jedes Bauwerk in erster Linie in seiner eigenen Weise sackt. In der Messung überlagern sich: Die N. A. P.-Setzung, die Setzung der örtlichen Oberfläche, die Setzung des tieferen Grundes, die Deichkronensetzung und die Bauwerkssetzung.

Man sollte zukünftig den mittleren Wasserstand der See als Bezugsgröße nehmen, der z. B. mit Hilfe eines schwimmenden Zeigers an fest einbetonierter Skala ermittelt werden könnte. Bei regelmäßiger photographischer Kontrolle hat man in 100 Jahren Klarheit, um wieviel der Pfahl gegenüber dem Meer gesackt ist. Festpunkte an Land sind hierbei bedenklich. Wie sehr hier noch alles in Fluß ist und bleibt, zeigt die Tatsache, daß man Sackungen von Deichkronen bis 60 cm im Jahrhundert kennt, ja aus Wassermessungen ergaben sich solche bis zu 2 m im Jahrhundert. Man kann also zunächst aus dem Begriff der Bodensenkung kein verlässliches Kontrollmaß herleiten. Zur Sicherung Hollands sind aber genauere Kenntnisse der Setzungen nötig, die eine unheimliche Belastung der sonstigen Erkenntnisse bedeuten.

d) Allgemeines über die Pläne

Die Studien führten sehr schnell zu einer umfassenden Betrachtungsweise, zumal man als Grundlage der finanziellen Überlegungen stets die Größe der Gefahr und des jährlichen Schadens vor Augen hat. Die Planung weitete sich nicht so sehr nach der Tiefe als vielmehr nach der Breite aus: neben die Interessen der Sicherheit traten die Belange der Garten- und Landwirtschaft, welche die Vermehrung des Süßwasserreservoirs durch die Abschlußdämme als beste Hilfe im Kampf gegen Versalzung und Trockenschäden begrüßten. Sind doch schon mit Hilfe von Kunstdünger bisher unfruchtbare Böden zu guten Äckern gemacht, die auf je 400 l Süßwasser 1 kg Trockenfrucht bringen. Wohl stoßen in oft entmutigenden Gegensätzen gerade beim Element Wasser die vielfach gegensätzlichen Interessen der Sicherheit, der Industrie, des Naturschutzes, der Landwirtschaft, der Fischerei, der Wasserreinigung usw. zusammen, aber da der Zweck der Deltakommission nicht das Planemachen an sich, sondern die Beseitigung eines wirklichen Notstandes ist, kulminieren doch hier alle Planungen zu einem großen Landesverbesserungsplan, dessen Umriss sich so formulieren lassen:

1. Küstenverkürzung im Interesse der Sicherheit und Süßwasserausbreitung.

2. Beherrschung und Verteilung des Wassers im Untergrund und in den Gewässern.

3. Erzielung einer guten Wasserqualität in den dem Gezeiteinfluß entzogenen Gebieten.

Der fertiggestellte Deltaplan bringt noch andere, wesentliche Möglichkeiten für das Gebiet mit sich. Zum Beispiel wird ein die Inseln verbindendes Wege- und Bahnnetz entwickelt werden können, womit für das bisher sehr einsame Leben der Gemeinden wirtschaftlicher und kultureller Auftrieb zu erwarten ist. Vom Süden her wird eine Küstenstraße für die Touristik bis ins Herz Hollands angelegt.

Wenn man weiterhin den Pegel 25 cm unter N. A. P. hält, fallen ausgedehnte Bänke trocken, und es ergibt sich eine günstige Gelegenheit, große neue Anbaugelände zu schaffen. Die Landwirtschaft legt, wie schon gesagt, großen Wert auf die Süßwasserspeicherung. Das Reservoir im westlichen Teil des „Zeeland-Meer“ enthält bei 1 m Niveauunterschied 350 Mio. m³ Wasser.

Durch den 3-Inselplan, der die Vereinigung der drei südlichen Inseln Walcheren — Nord-Beveland — Süd-Beveland umfaßt, wird z. B. im Zandkreek ein Landgewinn von 2100 ha anfallen, der durch eine Absenkung des eingeschlossenen Wassers unter N. A. P. noch ansehnlich vergrößert werden kann, wie dies die Abb. 5 zeigt.

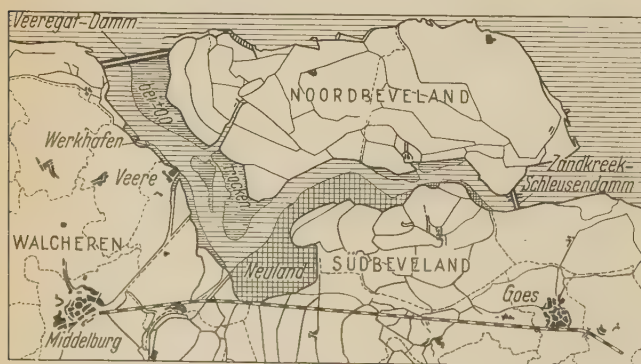


Abb. 5. Landgewinn von 2100 ha im Zandkreek.

Ein Nachteil wird es sein, daß die Austernzucht und Fischerei in der Oosterschelde eingehen wird. Man sieht diesen Schaden wohl, glaubt aber, ihn gegen die Sicherheit weitester Gebiete hinnehmen zu sollen, denn eine etwaige Deicherhöhung längs der Oosterschelde würde keinen endgültigen Schutz bedeuten.

4. Die Planung im Deltagebiet

a) Die Übersicht über die Bauten und ihre Wirkungsweise

Während die älteren Planungen immer nur Teile des großen Inselgebietes „Zeeland“ umfaßten, führte die große Sturmflut von 1953 allzu deutlich vor Augen, daß nur eine ganz großzügige Planung der großen Aufgabe angemessen sein kann.

Der bekannteste bisherige Plan sah einen Ringdeich um 5 nördliche Inseln vor (5-Inselplan) mit dem Seehafen Dordrecht hinter einer Schleuse und zwei weiteren Schleusen in einer kürzesten Verbindung zwischen Rotterdam und Antwerpen. Er wurde aber schon früher fallen gelassen, weil die beiden Schleusen im Dordtse Kil und in der Alten Maas bei näherer Betrachtung nicht wünschenswert sein konnten.

Ein sog. 4-Inselplan sah eine völlige Trennung von Lek, Neuer Maas, Rotterdamschem Wasserweg, Wal, Neuer Merwede und Hollandsch-Diep bei Sturmflut durch entsprechende Wehrbauten in den Querverbindungen vor. Hierbei wäre Dordrecht durch 2 Schleusen abgeschlossen, und in der Umgebung von Rotterdam wären sehr hohe Sturmflut-Wasserstände aufgetreten.

Ein weiterer Plan sah zunächst einen Abschluß durch eine Schleuse bei Klundert vor, die in Verfolg dieses Gedankens immer weiter seewärts verschoben wurde und schließlich einen Abschluß bei Hellevoetsluis ergab, wobei dann auch das Volkerak abzuschließen war. Dieser Plan war ein erster planender Versuch, um Sturmfluten für ein großes Gebiet unschädlich zu machen und alles Süßwasser der Waal, Maas und des Lek durch die Neue Maas und den Rotterdamschen-Wasserweg zu See zu bringen, wodurch dieser Plan eine gute Ergänzung zur Rheinkanalisation bildete.

Bei diesem Stand der Untersuchungen gab im Spätherbst 1952 der Verkehrsminister den Auftrag, die Studien auch auf den Abschluß der großen Mündungen „Brouwershavense Gat“ und „Oosterschelde“ auszudehnen. Am 29. 1. 1953 erschien hierzu ein erster Bericht, und einen Tag später trat die Katastrophe ein.

Nun wurde die eigentliche Delta-Kommission aus lauter Bauingenieuren gebildet, die eiligst ans Werk ging und im zweiten Bericht vom 26. 5. 1953 vorschlug, so schnell wie möglich die holländische IJssel mit einem Sturmflutwehr abzuschließen. Dieses Bauwerk ist inzwischen vollendet und wird das bis 7 m unter dem Meer liegende Hinterland, das Herz von Holland genannt, gegen die Winterstürme 1956/57 abschließen.

Im dritten Bericht vom 27. 2. 1954 bejahte die Delta-Kommission einstimmig die Frage, ob der Abschluß der großen Mündungen technisch möglich und wirtschaftlich gegenüber einer einfachen Erhöhung und Verstärkung der gefährdeten Deiche des Deltagebietes vertretbar sei.

Nachdem der vierte Bericht eine wichtige Zwischenstufe durch die Schaffung der Nebendämme Zandkreek und Veregat — eine Abrundung des sog. 3-Inselplanes — behandelt, ist im 5. Bericht die endgültige Form des großen Planes festgelegt (Abb. 6). Noch sind die großen Abschlußdämme nur schematisch angegeben, weil die Entwicklung der Örtlichkeit und die Einzelheiten des Entwurfs eine endgültige Ortsbestimmung noch nicht erlauben, aber das Wesen des Planes soll festgehalten werden.

Ähnlich wie für die provisorischen Sofortmaßnahmen wird zunächst durch Trennung oder durch Verkleinerung der Einzugsgebiete die Wassergeschwindigkeit der hin- und hergehenden Gezeitenströme an gefährdeten Stellen und auch in den großen Mündungen reduziert, indem eine Reihe von sekundären Dämmen im Innern des Inselgebietes angelegt wird.

Die ersten Maßnahmen werden im 3-Inselplan verwirklicht, der die Inseln zwischen Westerschelde und Oosterschelde betrifft. Hier wird zuerst der „Zandkreek“ durch einen Damm mit einer nach beiden Seiten kehrenden



Abb. 6. Karte der Bauten des Deltaplanes.

Schleuse abgeschlossen, wonach anschließend das „Veregat“ abgeschlossen wird. Wollte man den Veregat-Damm zuerst ausführen, so würde in dem engeren Zandkreek eine unzulässig hohe Wassergeschwindigkeit auftreten.

Der Veregat-Damm wird schon eine Probeausführung für die größeren Aufgaben beim „Brouwershavenschen Gat“ und der „Oosterschelde“ sein. Diese beiden Riesendämme können wegen des Umfangs und des Risikos nicht gleichzeitig gemacht werden. Solange aber nur einer der Dämme als Abschluß seiner Mündung wirksam ist, wird sein Mündungsgebiet durch das andere Gatt mitgefüllt werden, wobei absolut unzulässige Wassergeschwindigkeiten im Querkanal der Zijpe auftreten, die ohnehin schon sehr eng und tief ist und noch dazu an der Engstelle einen Hafen hat. Der dort bestehende Fährbetrieb ist durch die Strömung schon jetzt zeitweise stark behindert. Man muß also die beiden Mündungstrichter zunächst durch den Grevelingen-Damm trennen, der wegen der Zijpe so weit wie möglich nach Osten gelegt wird und hier jederzeit ausgeführt werden kann. Eine leistungsfähige Schleuse in diesem Damm ist unentbehrlich, weil durch sie Baustoffe und Geräte für den „Brouwershavenschen Damm“ geschafft werden müssen. Westlich dieses Grevelingen-Dammes werden die Sturmfluten höher auflaufen, so daß hier Deicherhöhungen erforderlich sind, falls nicht der seeseitige Abschluß unmittelbar nach dem Bau des Grevelingen-Dammes vorgenommen wird.

Der dritte Sekundär-Damm ist der im Volkerak, der Spül- und Schutzschleusen erhält und später einmal die Schleuse von Wemeldinge entbehrlich machen wird, die nach Beendigung aller Deltaplanbauten offen bleiben kann.

Von den großen Abschließungsdämmen wird als erster der von Haringvliet gebaut. Er fordert neben einer Kammerschleuse sehr große Spülschleusen, um mit jeder Tide Treibeis nach See abführen zu können. Für Wasser allein würden 12 m breite Tore ausreichen. Die Öffnungen der Moerdijkbrücken sind 100 m breit, aber selbst hier muß noch gelegentlich Eis gebrochen werden. Da der Abschlußdamm jetzt nahe an die See herankommt, genügen wohl die geplanten 16 Öffnungen von je 60 m Weite, zumal hier bei Flut kein Eis zurückkommt, und die nächste Umgebung aufwärts jedesmal von Eis freigeschoben wird.

Die entwurfsmäßige Drempeltiefe liegt auf — 5,50 m N. A. P., die Durchströmungsöffnung wird rund 6000 m² groß sein. Jede Öffnung wird durch zwei unabhängig voneinander zu bewegendere Tore verschlossen, für deren Antrieb zusätzlich Dieselgeneratoren bereitstehen müssen.

Beim Abschluß des „Haringvliet“ wird man den Damm möglichst weit nach See legen, wodurch die kleinste Länge an Deichen vor der Schleuse gebraucht wird. Auch ist die große Fläche der abgeschlossenen Bucht für eine starke Oberwasserabfuhr wünschenswert, wenngleich der Abschlußdamm dadurch länger wird und stärkerem See-

gang und Wellenschlag ausgesetzt ist. Um über Wellenbewegung und Strömungsverhältnisse an dieser Stelle sichere Unterlagen zu bekommen, wurden Ende 1954 an 5 Stellen Pfähle mit eigens hierfür entwickelten Registrierapparaturen gesetzt. Die Pfähle sind hohl und haben eine konische, mit zahlreichen Bohrungen versehene Spitze. Sie waren im Spülverfahren leicht herunterzubringen. Auch in der Oosterschelde sind solche Meßwerke inzwischen gesetzt.

Zur Bestimmung der genauen Lage sind für den Damm drei Entwürfe aufgestellt für je eine Ausführung: a) in der Mündung, b) bei Stellendam und c) bei Hellevoetsluis, von denen die Ausführung b) die größten Aussichten auf Verwirklichung hat. Es spielen bei der Frage nach der am besten geeigneten Örtlichkeit die Versandungsgeschwindigkeit, der Zuwachs an Stromgeschwindigkeit und die Bodenverhältnisse eine wichtige Rolle, denn die Baugrube für die Spülschleuse von 1000 m Öffnung wird rund 1400 m lang werden, und diese offene Baugrube wird längere Zeit bestehen müssen. Für die Erwägungen, wie die Lage der Abschlußdämme im einzelnen festgelegt wird, bietet das „Brouwershavensche Gat“ (Abb. 7) ein Beispiel. Die Küstenlinie ——— wäre theoretisch die Ideallösung, sie schaltet aber aus technisch-wirtschaftlichen Gründen aus, und als die am weitesten zur See liegende mögliche Linienführung kommt erst ein Damm nach der Linie 2 in Betracht, die im Hinblick auf Düne und Vorstrand günstig erscheint. Die östliche Linie 4 ist die andere Grenze, innerhalb derer nun die wahrscheinlich endgültige Trasse die Linie 3 sein wird, nachdem schon mehrere andere Möglichkeiten geprüft sind. Bestimmend für die Wahl des Platzes sind: die Lage zum Stromstrich, der Anschluß an die Küsten, der Wellengang, das Material des Untergrundes und vor allem die Zahl der hier möglichen Arbeitstage im Jahr. Es wird auch Sache der Unternehmer sein, die Methoden für eine möglichst durchgehende Arbeitsweise zu verbessern. Alle die für die Bestimmung der endgültigen Lage der Dämme nötigen Untersuchungen wurden durch die Behörde „Rijkswaterstaat“ durchgeführt bzw. sind noch im Gange.

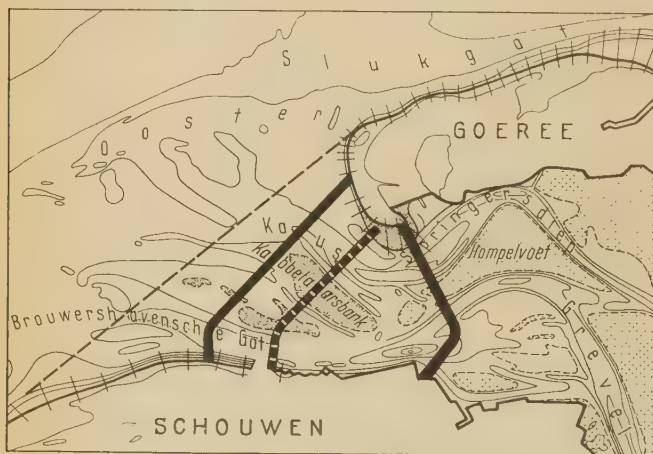


Abb. 7. Lageplan der 3 möglichen Trassen des Dammes im Brouwershavenscher Gat.

- | | |
|--------------------------|---------------------------------|
| 1. ——— Küstenlinie | 3. ■■■■ wahrscheinl. Dammstraße |
| 2. ——— westl. Grenzlinie | 4. ——— östl. Grenzlinie |

Die Eisabfuhr auf den Flüssen Waal sowie Oberer und Neuer Merwede muß an dieser Stelle noch erwähnt werden. Wenn hinter den Abschlußdämmen keine Gezeitenströmungen mehr auftreten, wird die Wassergeschwindigkeit allein von der Zufuhr der Flüsse abhängen und bei mittleren Wassermengen noch unter 10 cm/s liegen, was die Bildung einer Eisdecke (Süßwasser!) begünstigt. Man kann aber andererseits keine Eisbrecher einsetzen, wenn man das Eis nicht auch abführen kann. Man wird dazu also die Durchflussschleuse Hellevoetsluis zu diesem Zweck dauernd offen halten und die normalen Gezeiten dann auch

hinter den Abschlußdämmen wirken lassen müssen. Im Hinblick auf diese Verhältnisse gewinnt der Volkerak-Damm seinen wesentlichen Sinn, da er eine kräftige Ebb-Tideströmung in dem nördlichen Gebiet begünstigt. Die weitere Bedeutung dieses Dammes im Gesamtplan ist die Möglichkeit, in Zeiten einer großen Süßwasserspense das „Zeelandsche Meer“ anzuspannen, um für trockene Zeiten eine Reserve zu schaffen; das ist wiederum nur möglich, wenn der Volkerak-Damm das Salzwasser, das durch die offenen Tore der Hellevoetsluis bei Eisgang ein- und ausfluten muß, vom „Zeelandschen Meer“ fernhält. Schließlich bildet der Damm noch einen sehr wesentlichen Bestandteil in dem künftigen Wegenetz.

Die Westerschelde wird nicht abgeschlossen, weil der Hafen Antwerpen nicht beeinträchtigt werden soll; es werden hier die Deiche kräftig erhöht und verstärkt, weil man glaubt annehmen zu sollen, daß eine spätere Superflut noch 1 m höhere Wasserstände als bisher bringen könnte. Diese Annahme fordert eine grundsätzliche Erhöhung aller Deiche der holländischen Küste, die als große Aufgabe des Landes-schutzes nach Fertigstellung der Deltaplanarbeiten in Angriff genommen werden soll.

Wie werden nun die Schleusen systematisch zusammenarbeiten können? Als Beispiel sei ein Überblick über den nördlichen Teil gegeben, der wesentlich für die Beeinflussung des „Rotterdamschen Waterwegs“ ist. Bei hohem Oberwasser und fallender Tide werden die Schleusen bei „Hellevoetsluis“ geöffnet werden, sobald das Außenwasser unter Binnenwasser fällt, bei aufkommender Flut werden sie entsprechend geschlossen gehalten, sobald die Strömung im Strom kentert. Bei Willemstad soll hierbei noch eine freie, kräftige Gezeitenströmung auftreten. Soweit es möglich ist, wird man Wasser in das „Zeelandsche Meer“ leiten. Die „Alte Maas“ wird wahrscheinlich während der ganzen Tide offen bleiben.

Bei Absinken der Oberwasserspense wird man die Schleusen bei Hellevoetsluis nicht mehr vollständig öffnen und kann dann durch den Stau über die „Noord“ das für die Erhaltung der Schifffahrtstiefe nötige Wasser zur „Neuen Maas“ leiten. Wenn bei weiter absinkendem Oberwasser die „Alte Maas“ abgeschlossen wird, hat man die Verteilung des Wassers über die verschiedenen Wege völlig in der Hand und wird danach streben, so viel Wasser in den „Rotterdamschen Waterweg“ zu schicken, daß dessen Salzgrenze unterhalb der „Parkschleusen“ bleibt.

Ein großer Vorteil für das Westland wird dieses sich von selbst ergebende Zurückdrängen der Salzgrenze auf dem „Rotterdamschen Waterweg“ sein, ebenso die Verminderung der jetzt sehr hohen Strömungsgeschwindigkeit auf dieser Zufahrt von See nach Rotterdam.

Bei kleinstem Oberwasser bleiben alle drei Schleusen geschlossen, und die sich ausgleichenden Ströme Waal und Maas geben alles verfügbar bleibende Süßwasser dann über Rotterdam seewärts ab.

Die Deltakommission hat als Ausgangspunkt einen um 1 m höheren Wasserstand in Hoek van Holland angenommen, als er am 1. 2. 1953 eintrat, und dennoch kann der Wasserstand beim Fährbetrieb Vlaardingen—Rotterdam—Krimpen noch 0,50 m höher auflaufen als 1953, was eine Folge der absaugenden Wirkung des in der Küstenlinie abgeschlossenen Beckens sein wird.

b) Reihenfolge der großen Arbeiten

Als vordringliche, erste Maßnahme ist die Abschließung der holländischen IJssel schon 1954 in Angriff genommen. Hier entstehen zwei 80 m breite Wehre im Abstand von 100 m hintereinander und eine Schiffsschleuse mit beweglicher Brücke, um alle Schiffe mit festen Masten durchzulassen und, falls notwendig, eine frühzeitige Schließung der Fluttore zu ermöglichen. Die Arbeit wird 1957 beendet sein (Abb. 8).

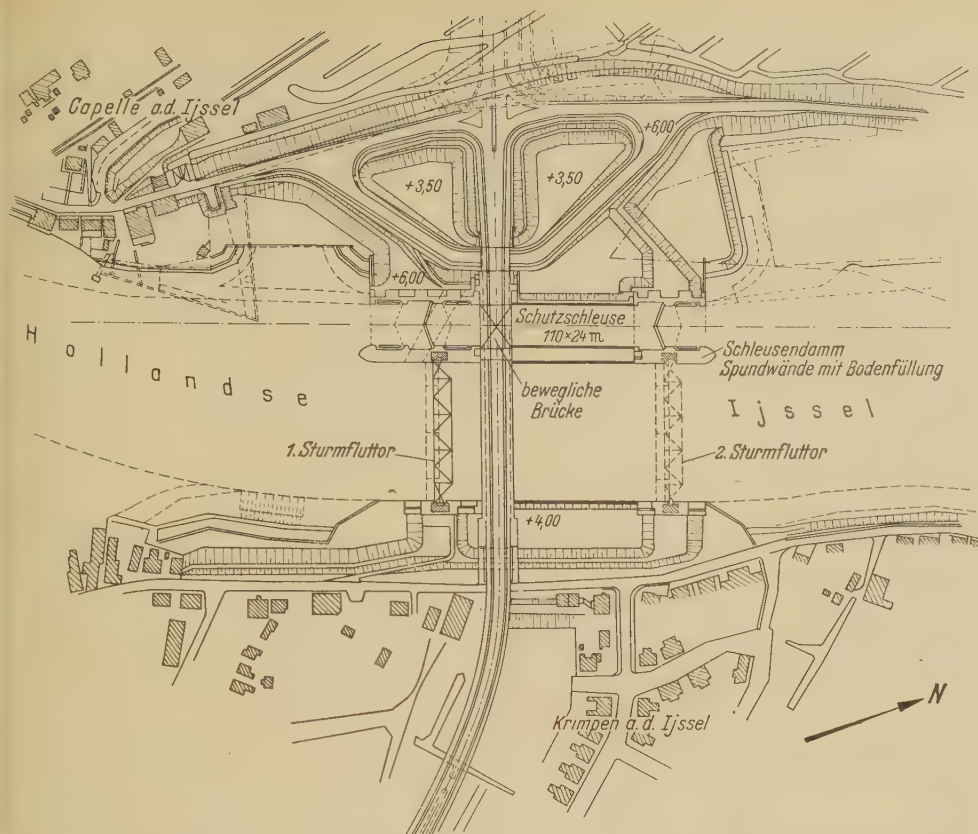


Abb. 8. Abschließung der holländischen IJssel durch Sturmflutwehre und Schutzschleuse.

Als nächste große Arbeit wird der Abschlußdamm im Haringvliet begonnen, der eine Bauzeit von 11 bis 12 Jahren erfordert. Bei dieser langen Bauzeit muß man bedenken, daß dieses exponierte Bauwerk sehr ungünstig liegt, und zwar sowohl hinsichtlich der Anmarschwege und der Unterbringung von Arbeitskräften sowie der Materialzufuhr. Man rechnet vorerst mit 2 Jahren für die Baugrubenherstellung, deren Ausschreibung im Dezember 1956 erfolgte, mit 5 Jahren für die Kunstbauten, die u. a. 350 000 m³ Beton und rund 15 000 Pfähle erfordern, mit weiteren 3 Jahren für die Anschluß-Dammbauten und die Böschungs- und Sohlensicherung und mit 2 Jahren für den Damm selbst.

Die Abb. 9 zeigt die nunmehr festgelegte Trasse des Dammes und die Lage der gerade in Angriff genommenen riesigen Baugrube, während Abb. 10 einen Querschnitt durch die Konstruktion der 16 Strömungsschleusen von je 60 m Torweite mit den nach beiden Seiten kehrenden Segmentklappen zeigt.

Zugleich mit diesem Damm oder noch früher soll der Grevelingen-Damm fertig werden. Wenn diese beiden Arbeiten beendet sind, wird bei einer Sturmflut wie der von 1953 in Dordrecht der Wasserstand ungefähr 1/2 m tiefer als der von 1953 zu erwarten sein.

Die Schleusen in Haringvliet brauchen bei normaler Tide nicht dauernd geschlossen zu sein, weil sonst leicht die Stromgeschwindigkeit im Volkerak zu hoch wird. Ob sie allerdings stets offen stehen müssen, bis die südlichen Wasserarme vollends abgeschlossen sind, bleibt noch zu untersuchen. Das kann eine lange Periode werden von etwa 10 bis 15 Jahren, da noch nicht zu sagen ist, wann die Oosterschelde geschlossen sein wird. Dies gibt natürlich einen unbehaglichen Zustand, der sich in Sohlerrinnen und bedeutenden Austiefungen bemerkbar machen wird, wogegen man in diesen Zeiten allein mit Stein-schüttungen etwas unternehmen kann.

Das wird sich natürlich verändern, wenn der Volkerak-Damm evtl. gleichzeitig mit den beiden vorgenannten Dämmen fertiggestellt wird. Von diesem Augenblick an wird es immer möglich sein, die Wasserabfuhr und damit die Wasserstände zu regeln, und wenn man erst die „Alte Maas“ abgeschlossen hat, dann hat man die Süßwasserabfuhr vollkommen in der Hand. An einer möglichst frühen Abschließung des Volkeraks hat man ein großes Interesse, weil sie mit bedeutenden Vorteilen des Süßwasserhaushalts verbunden ist. Der Nachteil, daß die Schifffahrt von der Westerschelde zum Rhein dann drei Schleusen passieren muß anstatt zwei, ist dabei der unerfreulichste. Wenn aber die Oosterschelde abgeschlossen ist, kann die Schleuse Wemeldinge dauernd offen bleiben. Die vorübergehenden Nachteile werden wesentlich dadurch kompensiert, daß die

„Neue Merwede“ bei mittlerem Wasserstand besser befahrbar wird, da sie dann geringere Stromgeschwindigkeiten aufweisen wird.



Abb. 9. Lage des großen Dammes und der Baugrube für das Schleusengatt im Haringvliet.

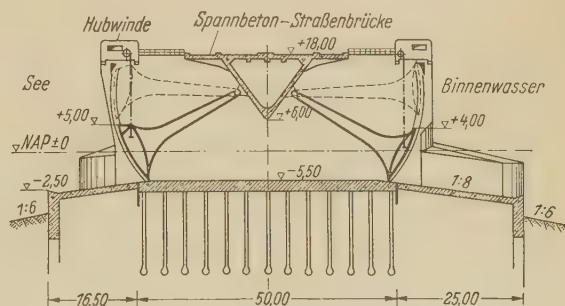


Abb. 10. Querschnitt durch das Schleusengatt Haringvliet.

c) Die Westerschelde bleibt eine offene Mündung

Es ist die Frage aufgeworfen, ob nicht auch die Westerschelde abgeschlossen werden sollte. Die Interessen des Hafens Antwerpen sind aber ebenso wie die von Rotterdam von solcher Größenordnung, daß sie nicht mit denen der anderen Mündungen verglichen werden können. Aber selbst wenn Belgien und Holland einig wären, auch die Westerschelde abzuschließen, würden doch noch viele Jahre eingehender Studien nötig sein. In der Westerschelde hat sich ein natürliches Gleichgewicht der Kräfte eingestellt, indem die Schifffahrtsrinne in der Mündung seit vielen Jahrzehnten regelmäßig hin- und herpendelt. Hält man diese Strömung irgendwie auf, ergibt sich eine noch nicht übersehbare Versandung. Man wird später diesen Vorgang ohne Zweifel bei den anderen Mündungen vor den Dämmen sehen, wie er heute schon vor dem Damm der Brieler Maas eingetreten ist, der 1950 fertiggestellt wurde. Die Verteidiger der Austernzucht fordern übrigens Dämme mit Strömungsschleusen, so daß die Gezeiten ein- und ausgehen können. Aber die Kosten hierfür stehen in gar keinem Verhältnis zum Wert der Austernzucht. Trotzdem gehen einschlägige Untersuchungen des Ministeriums für Landbau, Fischerei und Ernährung in einem unlängst eingeweihten Labor in Wemeldinge weiter, denn wenn es irgend möglich ist, will man die Austernzucht im Zandkreek und dem Veregat nach deren Abschließung in größerem Stil fortsetzen. Als Fernziel hat man eine Entwicklung der Austernzucht im Gebiet zwischen Schouwen—Dueveland und Overflakkee im Auge. Dieses Mündungsgebiet zwischen dem Brouwershavenschen Damm und dem Grevelingendamm soll salzig bleiben. Der äußere Damm wird daher mit Durchflußschleusen versehen sein. Es bleibt abzuwarten, welche Entwicklung sich daran anschließt.

5. Die Bauweise der Abschließungsdämme

Die Technik der Ausführung von Abschlußdämmen in Mündungen mit Gezeitenströmungen und beweglichem Sandboden ist in Holland besonders in den letzten 10 Jahren durch verschiedene Ereignisse im Deltagebiet vorangetrieben worden: 1944 war Walcheren überflutet worden, 1950 wurde die Brielsche Maas abgeschlossen, 1952 ist die Bucht „Braakman“ im Südufer der Westerschelde durch einen Uferdeich dem Lande wiedergewonnen worden, und 1953 kam dann die große Flut, die für 2 Jahre intensivste Arbeit an Dämmen und Deichen erforderlich machte. Durch diese Ereignisse gereift, verfügt die heutige Ingenieurs-Generation über die praktischen Erfahrungen

und das Gerät und Fachkräfte in nie dagewesenem Umfang, so daß sie mit Zuversicht an die Ausführung solch gewaltiger Dämme herangehen kann, wie sie für den Deltaplan erforderlich werden.

Der 1932 fertig gewordene Zuidersee-Damm ist kein vergleichbares Beispiel, weil man dort feste Klai zur Verfügung hatte, während im Deltagebiet Sand vorherrscht.

Ein Rinnensystem in diesem Sandgebiet ist meist im Gleichgewicht, d. h. gemittelt über ein Jahr tritt keine Vergrößerung des gesamten Rinnenprofils ein. Pendelungen des Stromes mit mehr örtlichen Verlagerungen der Sande gehören zum natürlichen Leben des Systems.

Im Gegensatz dazu war bei der Schließung der Breschen in den Deichen nach der Flut von 1953 meist noch kein Gleichgewicht im Rinnensystem erreicht, und man konnte durch sofortiges Eingreifen in vielen Fällen die Erosionen in einem Wettlauf mit der Zeit in ihrem Umfang beschränken.

Bei den Deltaarbeiten, die über Jahrzehnte gehen, kann ein Wettlauf mit der Zeit nicht der Ausgangspunkt der Planung sein.

Jede Querschnittsverengung im Gatt erhöht die Wassergeschwindigkeit und vergrößert die Turbulenz. Gegen die Gefahr der daraus folgenden Eintiefung muß also die Sohle befestigt werden oder ein Schüttmaterial muß laufend in solchem Übermaß eingebaut werden, daß der Strom nicht alles fortbringt, was aber nur bei kleinen Tide-differenzen und bestem Schüttgut möglich ist. Im Deltagebiet kommt ausschließlich eine Sohlenbefestigung in Frage, und diese bleibt hier auch der Angelpunkt der ganzen Dammbaukunst. Auch bei den glatt verlaufenden Abschließungen ist das Festhalten der Sohle durch den Sohlenschutz stets der heikelste Punkt gewesen. Bei den bis jetzt stets in einer Saison ausgeführten Schließungen ist es bis auf eine Ausnahme gelungen, die Schließung so schnell verlaufen zu lassen, daß der fast unvermeidliche Angriff auf den Sohlenschutz (oder besser auf die nicht fehlerlos geschützte Sohle) den Dremmel der Durchflußschleuse, des „Schleusengatts“, in dem Moment, wo die Schließung erfolgen konnte, glücklicherweise noch nicht erreicht hatte. Das „Schleusengatt“ ist eine Durchflußöffnung, die vor dem Dammbau meist in Form von Durchlaßsenkkästen auf fester Dammschüttung in die Stromrinne gelegt wird und bei kleinstmöglichem Durchströmungsprofil die Ebb- und Flutströme, welche infolge der Schließung zu erwarten sind, mit einer solchen Strömungsgeschwindigkeit v m/s durchläßt, daß die befestigte Sohle im Strömungsbereich nirgends in unzulässigem Maße angegriffen wird. (Man mißt übrigens v in der Oberfläche und erhöht es um 15% zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit im Gesamtprofil zur Bestimmung der max. Abflußmenge.)

Der Durchlaßkasten ist in Abb. 11 in einer Form dargestellt, wie sie im Februar 1956 feststand. Die genauen Abmessungen werden nach Untersuchungen im Wasserbaulabor in Delft später noch für den Einzelfall festgelegt. Der Senkkasten erhält nach dem Ausdocken im Boden eine mit Beton abgedeckte Sandschicht als Ballast und ist oben nur mit hochliegenden flachen Querbalken ausgesteift, um dem Wellenschlag möglichst wenig Fläche entgegenzustellen (Abb. 12). Die Verschlüsse sind Stahlklappen mit Luft-

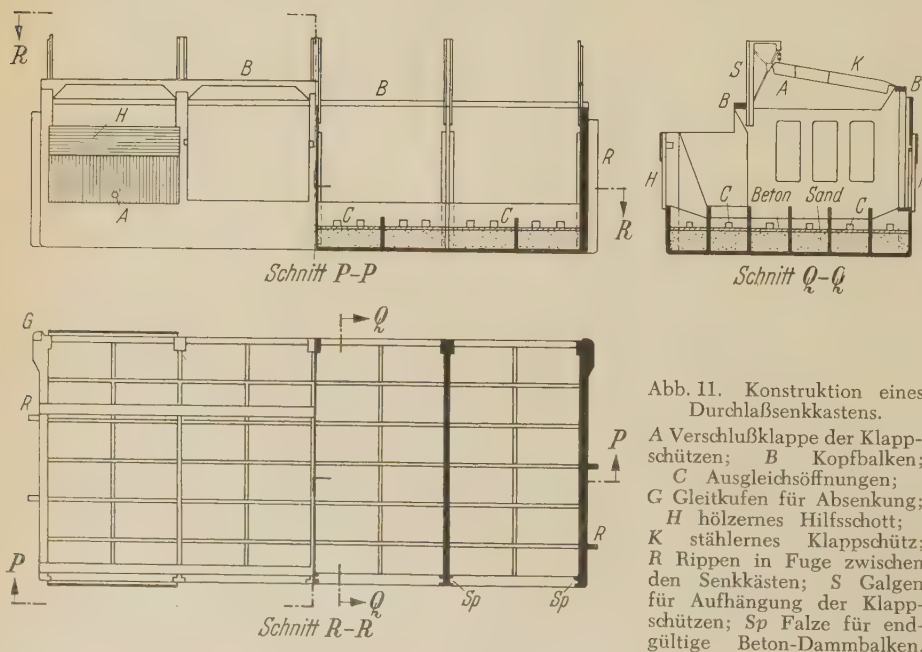


Abb. 11. Konstruktion eines Durchlaßsenkkastens.

kästen, die erst in der Saison der eigentlichen Schließungsaktion im Längstransport über die Zwischenwände der Kastenreihe hinweg befördert und eingebaut werden. Die Schließung erfolgt für alle Öffnungen der Durchströmungsbreite — vgl. Tabelle — gleichzeitig bei kenterndem Niedrigwasser. Das steigende Außenwasser drückt dann die Klappen von selbst zu. Da vor dieser Operation die Senkkästen schon in Steinschüttungen eingepackt sind, können sie dem seitlichen Überdruck standhalten. Die Klappen werden später durch Stahlbetonschotten ersetzt, die im Schutz der geschlossenen Klappen leicht eingebaut werden können. Im endgültigen Zustand bildet die Senkkastenreihe den massiven Kern des neuen Dammes (Abb. 12 bis 14).

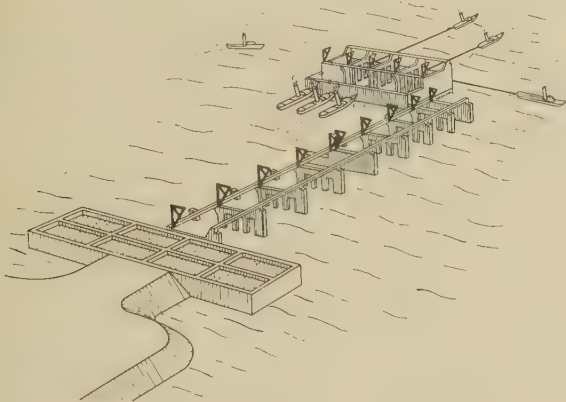
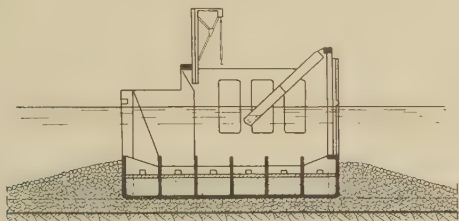


Abb. 12. Einschwimmvorgang der Senkkästen (für etwaige Überwinterung ohne Klappschützen).



Schließungsvorgang

Abb. 13. Vorgang der Schließung des Durchlaßsenkkastens.



Der Senkkasten im endgültigen Dammprofil

Abb. 14. Dammquerschnitt mit seeseitig langer Böschung und Straße hinter der Deichkrone.

Während man bei der „Brielschen Maas“ von einem zu erwartenden $v = 4,50 \text{ m/s}$ bei Springtide und Wind ausgegangen war, hatte man für „Braakman“ ein $v = 3,00$ bis höchstens $3,50 \text{ m/s}$ zugelassen und wird auch für das Deltaprogramm wegen der Feinsande diesen Wert eher unterschreiten als darüber hinausgehen.

Im übrigen ist v unmittelbar über der Sohle der Senkkastenöffnungen niedriger, und außerhalb der Öffnungen, wo die Sohlenerosion bedenklich werden könnte, verringert sich v -Sohle bei richtiger Bodenprofilierung sehr schnell. Abb. 17d zeigt den charakteristischen Verlauf der v -Sohle für einen Fall, wie er bei den großen Dämmen in Frage kommt. Die Erosionsempfindlichkeit der gewählten Verbindung Sohle/Sohlenschutz ist Richtlinie für den Entwurf der Schließungsmethode. Aus Erfahrung ist für verschiedene Arten der Sohlenbefestigung das Produkt „Wassergeschwindigkeit $\times$ Zeitdauer der Einwirkung“ ein annähernd bekanntes Minimum.

Bei jedem Entwurf wird geprüft, ob er auch für die Oosterschelde brauchbar sein würde, denn man will für

diesen schwierigsten Fall bei den vorangehenden Ausführungen Erfahrungen sammeln. In der Größenordnung kommt der Damm in der Oosterschelde dem Dammbau Wieringen—Zurig mit einer Bausumme von 400 Mio. Gulden gleich. Während man aber dort für den Dammbau die stufenweise Schließung — gestützt auf wohlfeiles erosionsfestes Klaimaterial und einen kleineren Gezeitenhub von 1 m — durchführen konnte, wird hier von vornherein die Durchlaßkastenmethode vorgesehen, denn hier ist keine feste Klai vorherrschend und der Tidehub beträgt 2,76 m. Die trotzdem geprüfte Methode der stufenweisen Schließung mit Schüttsteinen usw. ergibt aber ein zu ungünstiges Bild für das oben erwähnte Kriterium „ $v_{\text{max}} T$ “ und wird auch wesentlich teurer. Die wesentliche Überlegenheit der Durchlaßkästen liegt in der freien Wahl des Zeitpunktes der endgültigen Schließung, die für die ganze Durchlaßöffnung in einer kurzen Kenterperiode durchführbar ist.

In einem ersten Bauabschnitt wird vorbereitend die Sohlenbefestigung durchgeführt, und die anschließenden Deiche werden erhöht bzw. die Anschlußwerke hergestellt, ohne daß dadurch die Durchflußöffnung wesentlich verengt wird. Die zweite Phase ist das Einfahren und Setzen der Durchlaßsenkkästen, wobei nun die Strömungsgeschwindigkeit v und damit die Gefahr der Sohlenerosion wächst. Phase II endet mit der Schließung der Durchflußöffnungen mit Klappen. Der dritte Abschnitt gilt der Sicherung des Bauwerkes und der Bekämpfung der unvermeidlichen Leckströmungen durch Matratzen und Schüttungen. Als vierter und letzter Teil wird dann der Gesamtdeich über und um die vorläufige Abschließung geschüttet, und seine Böschungen werden besonders seeseitig sachgemäß gesichert.

Ein solches Vorhaben für eine Dammstrecke von 10 km erfordert für die II. Phase einmaliges oder mehrmaliges Überwintern, wofür die Durchlaßkästen besonders eingerichtet sein müssen (gerundete Kanten, gewölbte Durchflußsohle, keine Kopflastigkeit und keine oder nur geringe Querüberbauten, die dem Wellenstoß ausgesetzt werden). Die Arbeiten der II. Phase sind beim Durchlaßkasten einfacher als beim Schüttdamm, weil klare Kanten und vorheriger Sohlenschutz vorhanden sind. Beim endgültigen Dammbau wird man zunächst die Seeseite vorziehen, um die Kraft der anlaufenden Wellen auf einer flachen

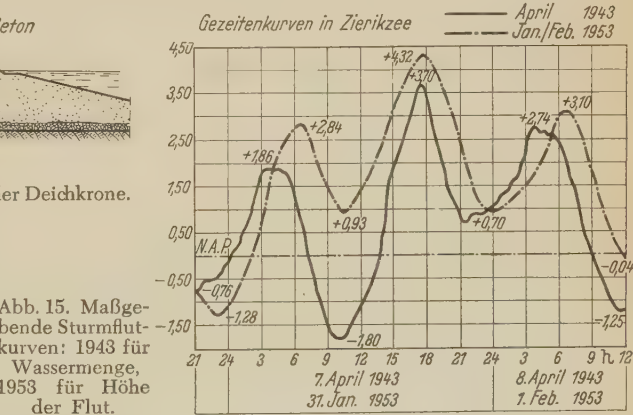


Abb. 15. Maßgebende Sturmflutkurven: 1943 für Wassermenge, 1953 für Höhe der Flut.

Böschung sanft zu erschöpfen. Man rechnet für die Arbeiten der Abschnitte I—III in der Oosterschelde mit 7—8 Jahren und weiteren 2 Jahren für die Deicharbeiten.

Bei der Verwendung der Durchlaßsenkkästen wirft der Eisgang eine heikle Frage auf. Wenn möglich, wird man versuchen, dem Überwintern mit offenen Durchlaßkästen zuvorzukommen. In der Oosterschelde kommen die Kästen in Salzwasser, das ist ein Lichtblick, im Verregat werden voraussichtlich keine Durchlaßkästen nötig sein, im übrigen wird man sie stark genug ausbilden müssen.

Die Wiedergewinnung der Durchlaßkästen ist zwar möglich, erfordert aber eine von vornherein darauf ab-

gestellte Dammbauweise und damit höheren Material- und Kostenaufwand, so daß angesichts des damit außerdem verknüpften Risikos und der Unwahrscheinlichkeit einer zweimaligen wirtschaftlichen Verwendung der Kästen ihr Verbleiben im Damm als willkommene Sicherung gegen Durchströmung vorgesehen ist.

Die Abmessungen eines Schleusengatts hängen von der Wassermenge ab, welche in einer maßgebenden Tide ohne Überschreitung eines $v_{\max}$ durchgebracht werden muß. Aus Abb. 15 ergibt sich, daß z. B. für das Gatt in der Oosterschelde eine Tide aus der weniger bekannten Sturmflut vom 7. 4. 1943 bestimmend ist, bei welcher der Flut-Ast außergewöhnlich steil ist und der max. Tidehub 5,50 m beträgt gegen nur 4,12 m bei der allerdings höher aufgelaufenen Flut von 1953. In der Tabelle sind einige Daten der geplanten Durchlaßöffnungen im Veregat und in der Oosterschelde zusammengestellt.

Tabelle der Daten der Durchlaßöffnungen

Gegenstand	Einheit	Veregat	Oosterschelde
Ganze Länge des Schleusengatts	m	620	3700
Drempeltiefe	m	-10	-15
Durchlaßöffnung	m ²	5800	55 000
dsgl. in % des unverengten Profils	%	75	60
Ganze Länge der Torklappen	m	460	3 500
Fläche der Torklappen	m ²	2400	32 000
dsgl. in % des unverengten Profils	%	32	35

Die Formgebung eines Schleusengatts muß darauf abgestellt sein, eine Bodenerosion infolge der Konzentration der Strömung zu vermeiden. Die Charakteristika für ein enges Schleusengatt sind: der Stromkeil, die Randwirbel längs des Stromkeiles und die beiden großen Kolkwirbel unmittelbar hinter der Öffnung (Abb. 16). Bei einem breiten Gatt erstreckt sich die Wirbelstraße auch nicht weiter als bei einer engen Öffnung, so daß in diesem Falle die ausgeprägte Spitze eines Stromkeiles fehlt. Unerwünscht ist in jedem Falle die Ausbildung eines eintauchenden Strahls, der kräftig und unmittelbar nach dem Durchtritt durch das Gatt die Sohle angreift. In Wirklichkeit sind die natürlichen Verhältnisse durch Turbulenz und Gegenströmung um vieles verwickelter, aber von diesem hydraulischen Schema muß man bei der Formgebung des Schleusengatts ausgehen.

Da im Feinsand des Deltagebietes bei eintauchendem Strahl im Längsprofil kein Ruhezustand zu erwarten ist, muß eine Grundwalze angestrebt werden, was bei einer Neigung der Steinschüttung steiler als 1:5 zu erwarten ist. Hierbei wird zugunsten des weniger schädlichen Einflusses auf die Sohle eine geringe Abminderung der Durchflußleistung in Kauf genommen.

Unmittelbar hinter den Durchflußkästen muß die Strömungsenergie möglichst bald so sehr in die Breite verteilt

werden, daß kein Sohlenangriff mehr möglich ist und damit ein Sohlenschutz entbehrlich wird.

Abb. 17c zeigt die Planung für die Oosterschelde, wo hinter dem Gatt eine Grundwalze auftritt und eine weitgestreckte Sohlenbefestigung den Sohlenangriff hindert. Die Erfahrungen von der Zuidersee sprechen durchaus für diese Ausführung.

Beim Veregat wird man voraussichtlich auf den schweren Schüttsteindamm verzichten können und einen Querschnitt nach Abb. 17b ausbilden.

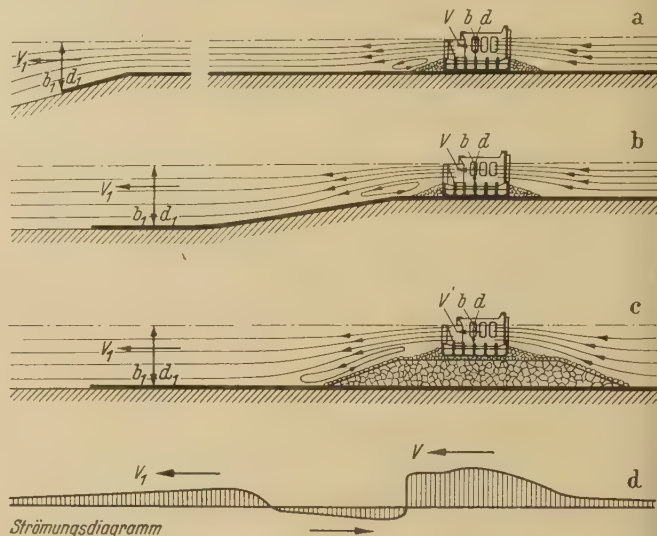


Abb. 17. a—c) 3 mögliche Bauarten der Abschließungsdämme mit verschiedenem Aufwand an Dammschüttung und Sohlenbefestigung. Darunter (d) Strömungsdiagramm bei Ausbildung einer Grundwalze.

Ebenso wie im Längsprofil treten auch im Querprofil Wirbel auf, die bekannten Kolke unmittelbar hinter den Dammköpfen bzw. den Seitenkanten der Durchlaßöffnungen, die z. B. beim Damm der Zuidersee in einem Falle 28 m Tiefe erreichten. Beim gleichmäßigen Vorbau der Deichköpfe wandert solch ein Kolk mit und kann kaum gefährliche Formen annehmen, da er sich nicht ausentwickeln kann und sich selbst fortschreitend wieder verfüllt. Bei den Bauten des Deltaplanes bleiben diese Kolkwirbel aber u. U. ein Jahr und länger an der gleichen Stelle. Man muß also mit einer immer aufs neue angefachten und zunehmenden Kolkwirkung rechnen und dementsprechend vorbeugen und hat dafür drei Maßnahmen zur Verfügung: 1. guten Sohlenschutz, 2. stufenweise geringere Drempeltiefe nach den Seiten der Durchflußöffnung, und 3. strömungstechnisch richtige Ausführung der Seitenkanten der letzten Öffnung (Stromlinie). Man kann auch noch außerhalb der Durchlaßöffnung Leitwerke anordnen.

Günstig ist, daß hier nicht der Flutstrom, sondern der Ebbstrom das $v_{\max}$ ergibt, so daß die gefährlichen Kolkwirbel seewärts liegen.

Als Sohlenschutz steht das klassische, aber lohnintensive Sinkstück zur Verfügung, doch ist es in der Oosterschelde, wo es 3—7 Jahre im strömenden Wasser unversehrt bleiben soll, nur beschränkt anwendbar, da nicht durch Sand bedeckte Sinkstücke in einem Jahr auf 25 cm Tiefe und nach zwei Jahren auf 40 cm Tiefe vom Bohrwurm (der noch in 30 m Tiefe vorkommt!) angefressen werden. Schilfmattentzen haben ein besseres Schwimmvermögen und sind besser zum Festhalten von Schlick und Sand geeignet und werden auch nicht vom Bohrwurm angegriffen; man kann also vorteilhaft Sinkstücke aus Schilf mit einer unteren Lage Reisig herstellen. (Daß ausgeführte Sinkstücke sich oft erstaunlich gut halten, ist kein Widerspruch: meist schlingert der Strom und sie kommen periodisch unter Sand, was den Bohrwurm vernichtet;



Abb. 16. Ausbildung des Stromkeiles bei der Schließung der Strommündung „de Braakman“ mit Randwirbeln und Kolken.

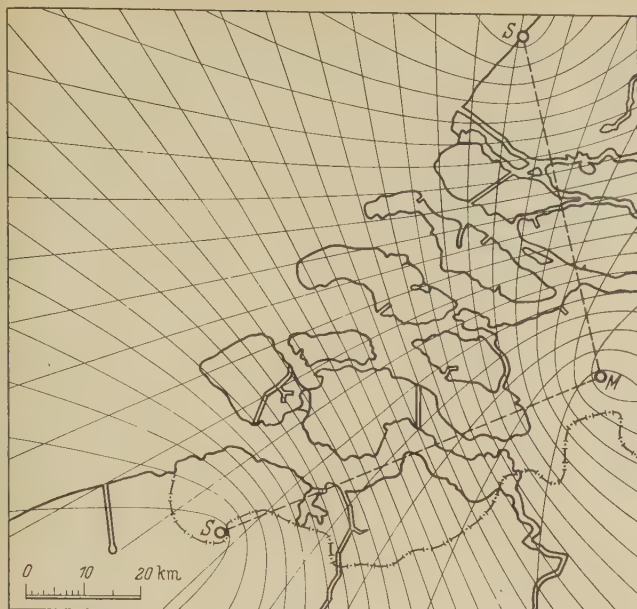


Abb. 18. Schema des Funkmeßsystems über dem Deltagebiet.

außerdem ist meist das v in Sinkstückrichtung gering.) Da es aber fraglich ist, ob man die für die Oosterschelde benötigten 2—3 Mio. m² an Schilf- und Reisig-Sinkstücken zusammenbekommt, muß man auch andere Möglichkeiten prüfen, zumal eine Universallösung für alle Stellen nicht möglich erscheint. Es werden z. Z. im Labor und teilweise im Großversuch erprobt:

1. Sinkstücke aus gepreßtem Schilfrohr und Schilfrohrbündeln, die mit Asphalt bedeckt sind,
2. Bruchsteinlagen mit und ohne Schüttsteinbedeckung,
3. plastische Membranen mit Steinbedeckung,
4. Asphaltmatratzen,
5. Matratzen aus biegsam verbundenen Betonplatten,
6. Imprägnierung der oberen Bodenschichten oder neu aufgebracht Schüttungen,
7. Überziehen von Steinschüttung unter Wasser mit warmem Mastix.

Eine Entscheidung kann immer nur für den Einzelfall getroffen werden; die Versuche erstrecken sich natürlich über längere Zeit, z. B. hat eine nur 1 mm starke, plastische Membrane mit Steinbedeckung nach einem halben Jahr nur einige kleine, in ihrer Ursache noch ungeklärte Schäden gezeigt, ohne daß aber die Membranwirkung verlorengegangen wäre. Auch Sinkstücke aus Rohr und Schilf scheinen befriedigende Resultate zu ergeben.

Die Abraumsteine aus dem Limburger Kohlegebiet werden z. Z. auf ihre Eignung als Schüttsteine geprüft, sie sind aber wahrscheinlich nur bedingt brauchbar, man wird also auch Auslandslieferung hinzuziehen müssen.

6. Die Vermessung des Deltagebietes durch Funkortung

Ein hochinteressanter Fortschritt für die Arbeiten, die oft durch Nebelbänke, häufige Frühnebel, Diesigkeit und Schlechtwettersicht behindert sein werden, ist die Orientierung durch Funk. Es ist ein Decameter-Meßsystem in Aussicht genommen, das aus einem Hauptsender M und zwei Nebensendern S besteht (Abb. 15). Die Wirkungsweise ist folgende: Sender M und eine Nebenstelle S arbeiten auf gleicher Wellenlänge und gleicher Phase und senden einen unmodulierten Dauerton aus. Dadurch entsteht rund um die Sender ein System von Punkten, in denen die Phasenverschiebung gegenüber beiden Sendern

= 0 ist. Diese Punkte bilden konfokale Hyperbeln mit den Sendern als Brennpunkten und mit bestimmten Abständen (in diesem Falle 500 m) auf der Verbindungslinie der Sender. Durch eine zweite derartige Dauerstrahlung von M und dem zweiten Nebensender entsteht eine gleiche Hyperbelschar, die mit der ersten durch Überlagerung ein Netz bildet, das berechnet und auf Karten eingetragen wird. Die Fahrzeuge, welche mit diesem System ihren Platz bestimmen müssen, werden mit Empfangsgeräten ausgerüstet, bei denen durch eine Art Uhr mit 2 Zeigern das entsprechende Intervall und auch die Intervall-Unterteilung der „roten“ und „grünen“ Hyperbelschar mit überraschender Genauigkeit angegeben wird. Der Fehler ist bei 45 km Abstand vom Hauptsender $M \pm 3,0$ m, bei 77 km (also schon 20 km draußen vor der Küstenlinie) erst $\pm 5,0$ m. Nach der Wahrscheinlichkeitsrechnung sind 67% der Ergebnisse genauer als diese Fehlergrenzen. Steinschüttungen und Sinkstücke können also auch bei Nebel genau genug dirigiert werden. Wenn man umgekehrt eine vorher festgelegte Linie z. B. für Lotungen wiederholt abfahren muß, kann man auch direkt nach verbesserten Interferenz-Uhren, bei denen ein Schreibstift auf der Karte den Weg anzeigt, den vorher festgelegten Kurs steuern.

Zu den großen Vorhaben tragen alle Gebiete der Technik ebenso bei, wie auch die Behörden, die Industrien, die Unternehmer und der ganze Staat ihre Kräfte vereinigen. Es sind noch viele Probleme zu erwarten, so z. B. das technische Problem der Erosion, das durch die lange Bauzeit heikel wird, und das organisatorische Problem der riesigen Sandmengen, die in kürzester Frist verarbeitet werden müssen. Aber es unterliegt keinem Zweifel, daß die Holländer auch hier zur Sicherung ihres Landbestandes dem Meer wiederum einen Teil seiner Macht nehmen werden.

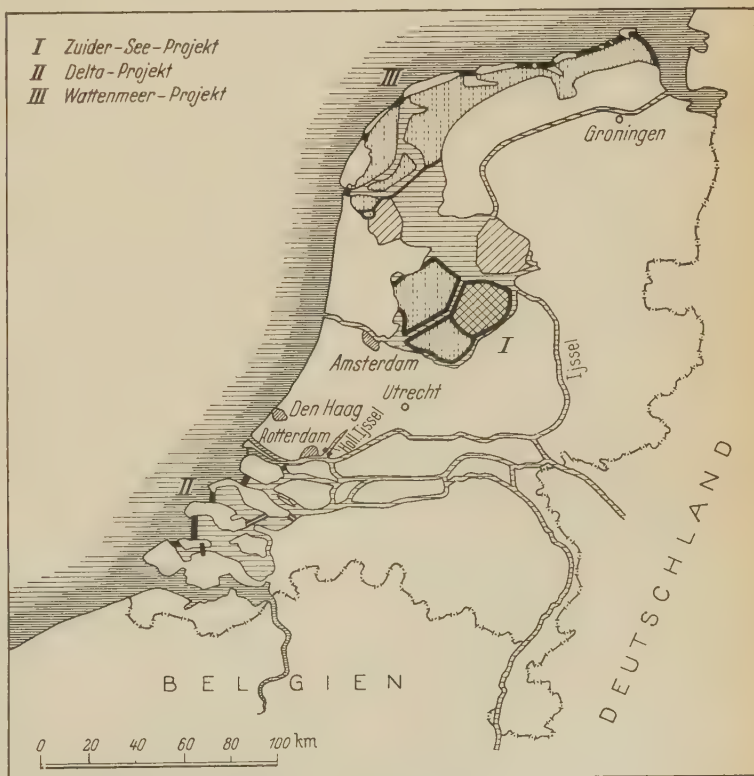


Abb. 19. Die großen holländischen Projekte.

- | | |
|--|---|
| Markerwaard und Südost-Flevoland. (In Ausführung.) Landgewinn des späteren Wattenmeer-Projektes. | Süßwassergebiete. |
| fertiggestellte Polder: Wieringermeer- u. Nord-Ost-Polder. | Oost-Flevoland, jetzt kulturfähig geworden. |
| | — und = Dammbauten. |

Die elastische Einspannung gerader Treppenhänge in trägerlosen Podestplatten

Von Dr.-Ing. Lothar Funke, Hils, Krs. Recklinghausen

DK 624.04 : 69.026

Architektonische Belange verdrängen bei geraden Stahlbetontreppen mehr und mehr das herkömmliche System, in welchem der sogenannte Podestbalken als notwendiges Konstruktionselement störend in Erscheinung tritt. Heute gibt man der trägerlosen Podestplatte fast ausnahmslos den Vorzug, vielfach jedoch, ohne die statischen Reserven der neuen Bauart ihrem elastischen Tragverhalten entsprechend zu nützen. Als Folge ergeben sich häufig wirtschaftliche Einbußen, welche das Konto der Sicherheit durchaus nicht immer im positiven Sinne beeinflussen.

Treppenhänge ohne Podestbalken sind, sofern der Knick zwischen Podest und Lauf keine Faltwerkswirkung ausüben kann, elastisch an den Podesten gestützt und eingespannt; die Hänge spannen sich freitragend zwischen den Podesten, die Podeste ihrerseits binden beidseitig nach Abb. 1b, oder an 3 Rändern entsprechend Abb. 1c, in das Mauerwerk der Umfassungswände ein.

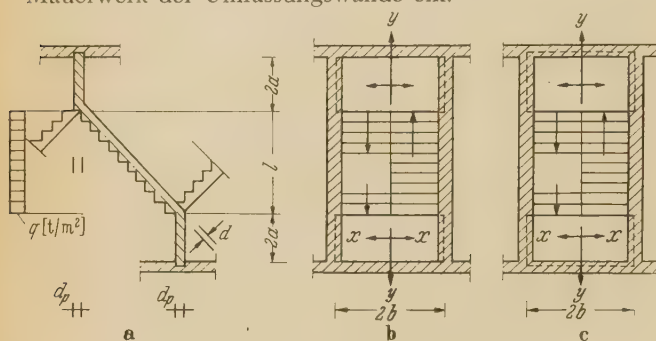


Abb. 1. Treppensysteme.

In dem elastischen Kontinuum, welches Podest und Hänge in Wechselwirkung verbindet, lassen sich die für die Bemessung maßgeblichen Schnittgrößen als Funktionen des Podestdrillwinkels φ_x ausdrücken. So gilt z. B. für das elastische Einspannmoment M_x zwischen Podest und Lauf am Treppenknic

$$M_x = \frac{q l^2}{12} - \frac{2 \cdot E I}{l} \cdot \varphi_x, \quad (1)$$

worin mit den Bezeichnungen nach Abb. 1

- q = die auf den Grundriß bezogene Treppenlast in t/m^2
- l = die Grundrißlänge der Treppenhänge in m
- E = der Elastizitätsmodul für Beton [$2\,000\,000\ t/m^2$]
- I = das Trägheitsmoment der Treppenplatte je Breiten-einheit in m^3 [$I = d^3/12$].

Auch das Reaktionsmoment T_x des Treppenpodestes steht in funktionaler Verbindung mit dem Podestdrillwinkel φ_x . Es resultiert bei Beachtung der nicht unerheblichen Wölbkrafttorsion aus 2 wesentlich verschiedenen Komponenten T_{x1} und T_{x2} . Und zwar gelten die bekannten elastostatischen Grundgleichungen

$$T_{x1} = G \cdot I_t \cdot \varphi'_x \quad (2a)$$

$$T_{x2} = -E C_w \cdot \varphi'''_x \quad (2b)$$

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}, \quad (2c)$$

worin

- G = der Schubmodul für Beton ($850\,000\ t/m^2$),
- I_t = die Drillsteifigkeit des Podestquerschnittes in m^4 ,
- C_w = der Wölbwiderstand in m^6 .

Das Teilmoment T_{x1} entspricht einem reinen Schubspannungszustand und kann demzufolge nur durch Drillbewehrung vom Podest übernommen und an die Lager-ränder weitergeleitet werden. Denkt man im Zusammenhang an die oft mangelhafte Bauausführung drillbewehr-

ter Stahlbetonplatten, so erscheint das Tragvermögen des Anteils T_{x1} nicht sehr verlässlich. Sicherheitshalber muß man schon deshalb den theoretischen Drehwiderstand I_t in angemessener Weise reduzieren. Wir setzen entsprechend Abb. 1

$$I_t = \frac{1}{3} (0,7 \cdot d p)^3 \cdot 2a = 0,23 \cdot d p^3 \cdot a, \quad (3a)$$

worin dp die Stärke und a die halbe Querschnittsbreite des Podestes.

Der Anteil T_{x2} nach Gl. (2b) resultiert aus sekundären Schubspannungen, welche mit Biegespannungen in der Podestlängsrichtung gekoppelt sind und eine relativ sicher zu verlegende Biegearmierung senkrecht zur Spannrichtung der Hänge erfordern.

Als Wölbwiderstand des Podestquerschnitts rechnen wir mit

$$C_w = \frac{2}{3} \cdot \frac{d p^3}{12} \cdot a^3 = 0,056 d p^3 a^3. \quad (3b)$$

Von besonderem Interesse ist noch das durch die Querschnittsverdrehung ausgelöste Längsbiegemoment M_{y2} im Podest. Sein Maximalwert liegt am Treppenknic und ergibt sich aus

$$M_{y2} = -E \frac{d p^3}{12} \cdot a \varphi''_x. \quad (4a)$$

Das Gesamtlängsmoment M_y erhält man durch Superposition des Anteils M_{y1} aus reiner Biegung

$$M_y = M_{y1} + M_{y2}. \quad (4b)$$

Abschließend noch einiges zu den Randbedingungen der gesuchten Funktion. Nach Abb. 1 bewegt sich φ_x längs der Abszisse x zwischen den Grenzen $\min \varphi$ bei $x = b$ und $\max \varphi$ bei $x = 0$. $\min \varphi$ richtet sich hierbei nach dem Verdrehungsgrad α der stirnseitigen Lagerränder $x = b$. Setzt man

$\alpha = 0$ für volle Drilleinspannung und

$\alpha = 1$ für volle Gelenkdrehung,

so gilt an der Stelle $x = b$

$$\min \varphi = \alpha \cdot \frac{q l^3}{24 E I} \text{ mit } 0 \leq \alpha \leq 1.$$

α ist sorgfältig den jeweiligen Verhältnissen entsprechend festzulegen. Am stirnseitigen Lagerrand $x = b$ muß weiterhin die 2. Ableitung φ''_x verschwinden, da hier das Längsmoment M_{y2} nach Gl. (4a) voraussetzungsgemäß gleich Null ist.

Bei $x = 0$ schließlich, also in der Längsmitte des Podestes, sind gleichzeitig erste und dritte Ableitung des Drillwinkels identisch Null zu wählen, denn hier durchläuft φ'_x , wie schon erwähnt, ein Maximum, und weiterhin kann hier aus Symmetriegründen keine Längsquerkraft Q_{y2} auftreten.

Damit ist alles vorausgeschickt, was für 2- und 3seitig gelagerte Podeste gemeinsam gilt. Die weitere Untersuchung wird den unterschiedlichen Randbedingungen entsprechend getrennt.

1. Treppe mit beidseitig gelenkig aufliegenden Podesten nach Abb. 1b

Das den Podestquerschnitt verdrehende Moment beträgt an der Stelle x nach Abb. 2

$$T_x = - \int_x^b M_x \cdot dx - \frac{q \cdot l}{2} \cdot a \cdot x.$$

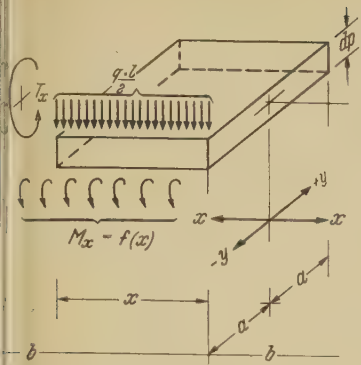


Abb. 2. Torsionsmoment T_x bei Podestlagerung entsprechend Abb. 1b.

$$\varphi_x = \frac{q l^2 [l + 6a]}{24 E I} + C_1 e^{\lambda_1 x} + C_2 e^{-\lambda_1 x} + C_3 e^{\lambda_2 x} + C_4 e^{-\lambda_2 x},$$

worin

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1^2 &= A_1 + \sqrt{A_1^2 - A_2} \\ \lambda_2^2 &= A_1 - \sqrt{A_1^2 - A_2} \\ A_1 &= \frac{G I_t}{2 E C_w} \\ A_2 &= \frac{I}{C_w} \cdot \frac{2}{l} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Für die Gültigkeit der Lösung sind reelle Wurzelwerte in den Ausdrücken für $\lambda_{1,2}^2$ Voraussetzung, was bei baupraktisch sinnvoller Ausführung immer erfüllt ist.

$C_1 \dots C_4$ bezeichnen Integrationskonstante. Sie ergeben sich aus den 4 im vorausgeschickten Abschnitt begründeten Randbedingungen. Als Sonderlösung erhält man

$$\varphi_x = \frac{q l^2 (l + 6a)}{24 E I} \left\{ 1 - \frac{l(1-a) + 6a}{l+6a} \frac{1}{\lambda_1^2 - \lambda_2^2} \cdot \left[\lambda_1^2 \cdot \frac{\cosh \lambda_2 \cdot x}{\cosh \lambda_2 \cdot b} - \lambda_2^2 \cdot \frac{\cosh \lambda_1 \cdot x}{\cosh \lambda_1 \cdot b} \right] \right\} \quad (6)$$

Ein Blick auf das Ergebnis zeigt, daß der Drillwinkel mit veränderlichem q , l oder a gleichsinnig variiert, daß er bei zunehmendem a und bei abnehmendem a beliebig gegen Null konvergiert und daß umgekehrt mit abnehmendem a und zunehmendem a der für freie Gelenkverdrehung maßgebende φ -Wert erreicht wird. Damit sind denn auch die von den Integrationskonstanten nicht erfassbaren Grenzfälle eingeschlossen.

Ein Zahlenbeispiel mit üblichen Lasten und Abmessungen möge den Rechnungsgang veranschaulichen. Es sei mit den Bezeichnungsweisen nach Abb. 1

$$\begin{aligned} q &= 1,20 \text{ t/m}^2 \dots l = 2,50 \text{ m}, \\ a &= 0,75 \text{ m} \dots b = 1,40 \text{ m}, \\ d &= 0,10 \text{ m} \dots dp = 0,20 \text{ m}, \\ a &= 0 \text{ [Volle Drilleinspannung bei } x = b]. \end{aligned}$$

Damit folgt nach Gl. (3) und (5) usw.

$$\begin{aligned} I &= \frac{0,10^3}{12} = 0,000 \, 083 \text{ m}^3, \\ I_t &= 0,23 \cdot 0,20^3 \cdot 0,75 = 0,001 \, 380 \text{ (m}^4\text{)}, \\ C_w &= 0,056 \cdot 0,20^3 \cdot 0,75^3 = 0,000 \, 189 \text{ (m}^6\text{)}, \\ A_1 &= \frac{850 \, 000 \cdot 0,001 \, 380}{2 \cdot 2 \, 000 \, 000 \cdot 0,000 \, 189} = 1,552 \text{ (1/m}^2\text{)}, \\ A_2 &= \frac{0,000 \, 083}{0,000 \, 189} \cdot \frac{2}{2,5} = 0,351 \text{ (1/m}^4\text{)}, \\ \lambda_1^2 &= 1,552 + \sqrt{1,552^2 - 0,351} = 2,99 \text{ (1/m}^2\text{)} \quad \lambda_1 = 1,73 \text{ (1/m)}, \\ \lambda_2^2 &= 1,552 - \sqrt{1,552^2 - 0,351} = 0,12 \text{ (1/m}^2\text{)} \quad \lambda_2 = 0,34 \text{ (1/m)}. \end{aligned}$$

Für den Drillwinkel φ_x folgt hieraus mit Gl. (1) und (2) nach einiger Umformung

$$\frac{I}{C_w} \frac{1}{l} \cdot \varphi_x - \frac{G \cdot I_t}{2 E C_w} \varphi_x'' + \frac{1}{2} \varphi_x'''' - \frac{q l [l + 6a]}{24 E C_w} = 0.$$

Es ist dies eine lineare Differentialgleichung 4. Ordnung mit konstanten Koeffizienten und einem konstanten Störungsglied. Die allgemeine Lösung lautet:

Für die Feldbewehrung der Treppenplatte ist das maximale Moment M_x^I im Schnitt $x = 0$ maßgebend.

$$\begin{aligned} M_x^I &= \frac{1,20 \cdot 2,5^2}{24} + \frac{1,20 \cdot 2,5 (2,5 + 6 \cdot 0,75)}{12} \\ &\cdot \left\{ 1 - \frac{1}{2,99 - 0,12} \left[\frac{2,99}{\cosh 0,48} - \frac{0,12}{\cosh 2,42} \right] \right\}, \\ M_x^I &= 0,31 + 0,13 = 0,44 \text{ mt/m} \quad ds \cdot q l^2 / 17. \end{aligned}$$

Ein Vergleich mit den einschlägigen Angaben nach Betonkalender 1955 unterstreicht den ökonomischen Wert des Resultats. Nach B.-K. 1955 ergäbe sich ein mehr als doppelt so großes Biegemoment.

Weniger sicher ist allerdings die übliche Bemessungsart der Podeste. Nach Gl. (4) und (6) folgt für das maximale Längsmoment

$$\begin{aligned} M_{y1} &= \frac{q \cdot l \cdot b^2}{8 \cdot a} = \frac{1,20 \cdot 2,5 \cdot 1,4^2}{8 \cdot 0,75} = 0,98 \text{ mt/m}, \\ M_{y2} &= \frac{1,20 \cdot 2,5^2 \cdot [2,5 + 6 \cdot 0,75] \cdot 0,75}{24} \cdot \frac{0,20^3}{0,10^3} \cdot \frac{2,99 \cdot 0,12}{2,99 - 0,12} \\ &\cdot \left\{ \frac{1}{\cosh 0,48} - \frac{1}{\cosh 2,42} \right\}, \\ M_{y2} &= 1,18 \text{ mt/m}, \\ M_y &= 0,98 + 1,18 = 2,16 \text{ mt/m}. \end{aligned}$$

Zu überlagern ist noch das Längsmoment aus Eigengewicht und Nutzlast des Podestes.

Für das maximale Drillmoment T_{x1} am Auflagerrand $x = b$ erhält man nach Gl. (2a) und (6)

$$\begin{aligned} T_{x1} &= \frac{1,20 \cdot 2,5^2 [2,5 + 6 \cdot 0,75]}{24} \cdot \frac{850 \, 000 \cdot 0,001 \, 380}{2 \, 000 \, 000 \cdot 0,000 \, 083} \cdot \frac{1,73 \cdot 0,34}{2,99 - 0,12} \\ &\cdot \{ 0,34 \cdot \text{Tgh } 2,42 - 1,73 \cdot \text{Tgh } 0,48 \}, \\ T_{x1} &= -1,39 \text{ mt}. \end{aligned}$$

Hierfür ist in praktischen Fällen Drillbewehrung einzulegen, es sei denn, daß die Summe der Betonschub- und Torsionsspannungen unter der nach DIN 1045 Tafel 15 zugelassenen Grenze liegt. Aber auch dann sollte man auf eine leichte Drillarmierung nicht verzichten.

2. Treppen mit 3seitig gelenkig aufliegenden Podesten nach Abb. 1c

Bezeichnet entsprechend Abb. 3 $A_x = g(x)$ die Auflagerreaktion am Außenrand des Podestquerschnittes, so lautet der Ausdruck für das Torsionsmoment T_x an der Stelle x .

$$T_x = - \int M_x dx - \frac{q l}{2} \cdot a x - \int a A_x dx.$$

Hieraus folgt unter Verwendung der Gl. (1) und (2)

$$\begin{aligned} A_x &= \frac{2 E I}{a l} \cdot \varphi_x - \\ &\frac{G I_t}{a} \cdot \varphi_x'' + \frac{E C_w}{a} \cdot \varphi_x'''' - \frac{q l (l + 6a)}{12 a}. \end{aligned}$$

Ein zweiter Ausdruck für A_x ergibt sich aus dem Gleichgewicht der lotrechten Kräfte

$$E I_p \cdot w_0'''' = \frac{q l}{2} - A_x, \quad (7)$$

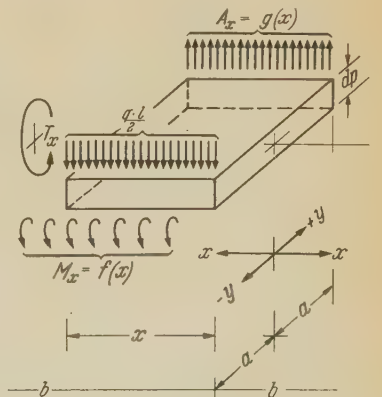


Abb. 3. Torsionsmoment T_x bei Podestlagerung entsprechend Abb. 1c.

worin

$I_p \dots$ das Trägheitsmoment des Podestquerschnittes
[$I_p = a \cdot d p^3 / 6$].

$w_0 = r(x)$, .. die Schwerpunktssenkung des Podestquerschnitts an der Stelle x .

Am unverschieblich gelagerten Außenrand des Podestquerschnitts muß die Durchsenkung w voraussetzungsgemäß verschwinden. Somit ausreichend genau

$$0 = w_0 - \varphi_x a \text{ bzw. } w_0''' = a \varphi_x''' \quad (8)$$

Aus Gl. (7) und (8) läßt sich w_0''' eliminieren.

Es folgt

$$A_x = \frac{q l}{2} - a E I_p \varphi_x''' \quad (9)$$

Damit ergibt sich durch Gleichsetzen der beiden Ausdrücke A_x folgende Differentialgleichung für den gesuchten Drillwinkel φ_x :

$$\frac{2 I}{a^3 l d p^3} \cdot \varphi_x - \frac{G I_t}{a^3 E d p^3} \cdot \varphi_x'' + \frac{1}{4,484} \cdot \varphi_x''' - \frac{q l [1 + 12 a]}{12 a^3 \cdot d p^3 E} = 0.$$

Für die Sonderlösung gelten die bereits besprochenen Randbedingungen. Man erhält

$$\varphi_x = \frac{q l^2 (l + 12 a)}{24 E I} \left\{ 1 - \frac{l(1 - \alpha) + 6 a}{l + 6 a} \cdot \frac{1}{\lambda_3^2 - \lambda_4^2} \left[\lambda_3^2 \cdot \frac{\cosh \lambda_4 x}{\cosh \lambda_4 b} - \lambda_4^2 \cdot \frac{\cosh \lambda_3 x}{\cosh \lambda_3 b} \right] \right\} \quad (10a)$$

worin

$$\left. \begin{aligned} \lambda_3^2 &= A_3 + \sqrt{A_3^2 - A_4}, \\ \lambda_4^2 &= A_3 - \sqrt{A_3^2 - A_4}, \\ A_3 &= \frac{2,242 G I_t}{a^3 E d p^3}, \\ A_4 &= \frac{8,968 I}{a^3 l d p^3} \end{aligned} \right\} \quad (10b)$$

Damit sind alle für die Bemessung erforderlichen Schnittgrößen in einfacher Weise zu berechnen.

Das maximale Längsmoment M_y im Podest liegt an der Stelle $x = 0$; $y = -a$ nach Abb. 3. Entsprechend Gl. (4a) und (8) erhält man

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = - \frac{E d p^3 \cdot a}{6} \varphi_x''.$$

Sollte die Lagerreaktion A_x am Außenrand des Podestquerschnitts von Interesse sein, so verwendet man am besten Gl. (9).

Abschließend noch ein zahlenmäßiger Vergleich mit den Verhältnissen des Beispiels nach Abschnitt 1. Die Rechnung ergibt bei 3seitiger Podestlagerung

$$M_x^f = 0,44 \text{ mt/m} \quad d s \cdot q l^2 / 17,$$

$$M_y = 2,2 \text{ mt/m} \dots T_{x1} = -1,2 \text{ mt}.$$

3. Schluß

Die vorausgegangene Erörterung zeigt deutlich, daß sich bei Berücksichtigung der elastischen Treppeneinspannung relativ schlanke Laufplatten ergeben, daß also der mit der exakteren Rechnung verbundene Zeitaufwand im allgemeinen lohnt. Es ist wohl nicht möglich, für alle baupraktischen Fälle ein allgemein gültiges Endresultat anzugeben, denn dazu ist die Beispielfülle zu reichhaltig. Trotzdem aber gilt der prinzipielle Rechnungsweg ganz allgemein, also z. B. auch dann, wenn ungleich lange Treppelläufe am Podest einmünden, oder wenn ein größeres Treppenauge vorhanden ist.

Im Zusammenhang muß noch eine wesentliche Voraussetzung der Rechnung betont werden, daß nämlich das Podest bei der Deformation in seiner Querschnittsform erhalten bleibt. Bei sehr breiten Podestquerschnitten ist eine solche Linearisierung nicht mehr zulässig. Man muß hinsichtlich der mittragenden Podestbreite eine genügend sichere Annahme zugrunde legen, oder aber das Plattenproblem exakt zweidimensional ansetzen und lösen.

Kurze Technische Berichte

DK 625.841 (540)

Die Entwicklung des Betonstraßenbaus in Indien

Wenn Indien auch bereits über ein recht gut ausgebautes Eisenbahnnetz verfügt, das die größeren Städte verbindet, so fehlt es doch zur Erschließung des Landes an Straßen aller Art. Dabei ist zu berücksichtigen, daß 75 % der Bevölkerung auf dem Lande leben und alle sozialen Maßnahmen der Zentralregierung in Delhi nicht zuletzt auch in ihrem Erfolg von einem Netz gut ausgebauter Straßen abhängen. So ist es er-



Abb. 1. Hauptstraße mit mittlerer Schwarzdecke für schnellen leichten Verkehr und beiderseitigen Betonfahrbahnen für schweren Verkehr mit eisenbereiften Osenkarren.

klärlich, daß 24 % der Gesamtausgaben des ersten 5-Jahre-Planes Indiens für den Straßenbau verwendet werden sollen.

Der zweirädrige Ochsenkarren ist auch heute noch das überwiegende Transportmittel für landwirtschaftliche Produkte. Die eisenbeschlagenen Räder eines solchen beladenen Ochsenkarrens haben einen Flächenndruck von fast 50 kg/cm² gegenüber 38 kg/cm² des Hinterrades eines 10-t-Anhängers. Dieses hatte schon vor etwa hundert Jahren dazu geführt, daß bei den wichtigsten Hauptstraßen neben einem mittleren Streifen für den schnelleren Verkehr beiderseits zwei weitere Streifen für den schwereren Lastenverkehr mit Ochsenkarren angelegt wurden. Diese Fahrbahnen waren durch Bäume getrennt. An dieser Verkehrstrennung wurde auch zunächst noch beim Betonstraßenbau, z. T. bis in die heutige Zeit, festgehalten.

Als Nachteil hat sich erwiesen, daß der Straßenbau Sache untergeordneter Verwaltungsstufen, der Distrikt-Verwaltungen, war, denen weder die finanziellen noch die verwaltungstechnischen Hilfsmittel für einen planvollen Straßenbau zur Verfügung standen. Daraus ergab sich, daß gute Straßen nur in großen Städten entstanden oder dort, wo ein energischer Distrikt-Ingenieur mit seinen Plänen durchdrang.

Daß Beton der zweckmäßigste Straßenbaustoff für indische Verhältnisse war, wurde schon frühzeitig erkannt. Dazu kam, daß sowohl Zement als auch geeignete Zuschlagstoffe im Lande vorhanden waren. 1914 wurde das erste Straßenstück (in Madras) aus Beton gebaut; 1927 gab es überall im Lande kürzere Versuchsstücke aus Beton. Um 1930 wurden im Distrikt Heiderabad etwa 35 km Betonstraßen angelegt. Infolge des ständigen Mangels an Geld gab es 1930 in ganz Indien jedoch kaum mehr als 320 km Straßen mit betonierter Fahrbahn.

Bei den mannigfachen Versuchen, die Kosten für die Verbesserung wichtiger Landstraßen zu senken, hat sich, beson-

ders im Norden Indiens, ein Straßentyp entwickelt, bei dem zwei je etwa 60 cm breite Betonstreifen für die Räder durch einen etwas breiteren und leichter befestigten mittleren Streifen getrennt sind. Diese Bauart wird auch heute noch in ländlichen Distrikten ausgeführt; im Punjab werden Mittelstreifen und Bankette außerhalb der „Betongleise“ durch Bodenvermörtelung befestigt.



Abb. 2. Provinzialstraße mit mittlerer Betonfahrbahn und beiderseitigen bituminierten Randstreifen.

1929 begann mit der Schaffung des Zentralen Straßenbau-Fonds ein neuer Abschnitt im Betonstraßenbau. Der Fonds sollte durch Beiträge der Provinzen und vor allem durch Erhöhung der Benzinsteuern aufgefüllt werden. Die bald einsetzende, auch in Indien spürbare Depression beeinträchtigte diese Finanzierungsmöglichkeit. Immerhin konnten genügend Versuchsstraßen, besonders in den Städten, entstehen und weitere Erfahrungen mit verschiedenen Bauarten gesammelt werden, die 1935 in den Empfehlungen des Indischen Betonvereins niedergelegt wurden. Typisch für indische klimatische Verhältnisse scheint die Bauart, bei der eine dünne Schicht von 10–13 cm Beton auf bestehende Schotteroberflächen verlegt wird, eine Bauart, deren Kosten entsprechend niedrig sind, die sich aber gut bewährt hat.

Vor Ausbruch des zweiten Weltkrieges waren auch die organisatorischen Voraussetzungen durch die Aufstellung von Straßenbau-Programmen bei allen Provinzialregierungen geschaffen worden. Die inzwischen entstandenen Betonstraßen wurden dann im Kriege einer z. T. harten Bewährungsprobe unterworfen, die Notwendigkeit eines guten Straßennetzes für Indien noch mehr erkannt, der Bau neuer Straßen jedoch behindert.

Noch im Kriege befaßte sich eine Konferenz der staatlichen Straßenbauingenieure mit einem großzügigen Straßenbauprogramm für die Nachkriegszeit, dem Nagpur-Plan. Sein Ziel war, daß jede Straße Teil eines systematisch geplanten Netzes sein sollte und der Verdichtung des Verkehrs nach 20 Jahren noch genügen mußte. Hierfür sollten 3,35 Milliarden DM in 10 Jahren aufgewendet werden. Knappheit an Material, Facharbeitern und Geld verlangsamte seine Durchführung aber derart, daß 1950 noch nicht 5 % des ursprünglichen Kostenvoranschlags ausgegeben waren, dessen Höhe sich inzwischen aber durch steigende Kosten verdoppelt hatte.

Der Nagpur-Plan sah auch eine neue Straßeneinteilung vor: Staatsstraßen, Provinzialstraßen, Bezirksstraßen 1. und 2. Ordnung und Ortsverbindungsstraßen. Im nun laufenden 5-Jahre-Plan sind alle Straßen außer den Staatsstraßen den Provinzialregierungen unterstellt. Die Staatsstraßen, von denen nunmehr über 1100 km aus Beton bestehen, unterstehen unmittelbar der Zentralregierung, wenn auch ihr Bau und ihre Unterhaltung in den Händen der Provinzialregierungen liegen. Sie besitzen eine 10 cm starke Fahrbahnplatte von 6,70 m Breite. Bei den Provinzial- und Bezirksstraßen ist es üblich geworden, einen 3,65 m breiten Betonstreifen von 10 cm Dicke auf einer wasser gebundenen Schotterdecke zu verlegen und durch beiderseitige, 1,20 m breite, bituminierte Randstreifen einzufassen.

Die konstruktive Durchbildung der Betonstraßen richtet sich bei einem so ausgedehnten Land jeweils nach den örtlichen Verhältnissen. Trotz vermehrten Geräteeinsatzes herrscht die

Handarbeit, in überwiegendermaßen mit ungelerten Arbeitern, vor. Allgemein werden etwa 250 kg Zement für den m³ Fertigbeton verbraucht. Die Zuschlagstoffe werden in 2 oder 3 Körnungen getrennt angeliefert. Die Dehnungsfugen sind stumpf gestoßen, haben jedoch Dübels. Die Nachbehandlung der Decken geschieht durch Besprengen mit Wasser, gelegentlich auch durch Abdecken mit feuchtem Boden. Bei Verwendung von normal erhärtendem Zement wird die Straße frühestens nach 28 Tagen dem Verkehr übergeben.

Im Jahre 1953 gab es in Indien insgesamt rd. 3600 km betonierte Straßen, von denen etwa 1300 km nach 1950 entstanden waren. Alles in allem beruht der Straßenbau in Indien noch in starkem Maße auf Versuchen, wobei diese eindeutig erkennen lassen, daß Beton für das Klima Indiens und den Verkehr auf indischen Straßen ein idealer Baustoff ist. [Nach Concrete Quarterly, London, 28 (Januar–März 1956) S. 35–40.]

A. Ohlemutz, Frankfurt/M.

DK 624.94/.95.014.25 : 621.791

Gründe für die Baustellenschweißung im Hochbau

Im Stahlhochbau hat sich in den letzten 20 Jahren auch in Großbritannien ein merkliches Anwachsen im Gebrauch der Schweißtechnik bemerkbar gemacht. Trotz des hohen Standes der Vollendung, die auch geschraubte und genietete Stahlkonstruktionen erreicht haben, und trotz der Neigung mancher Firmen, sich auf geschraubte und genietete Konstruktionen zu beschränken, ist die Nachfrage nach geschweißten Stahlhochbauten groß und scheint immer mehr in den Vordergrund zu treten. Wahrscheinlich wird das Verlangen nach Schweißkonstruktionen weiterhin anwachsen, weil die Vorteile immer mehr in Erscheinung treten.

Die meisten Konstruktionsfirmen müssen sich deshalb mit der Tatsache auseinandersetzen, mehr und mehr Schweißkonstruktionen anzubieten. Es bestehen zwar kaum mehr Bedenken, die Schweißung in der Werkstatt anzuwenden. Demgegenüber ist aber eine ganz entschiedene Abneigung gegen die Baustellenschweißung vorhanden und manche Firmen, die wohl willens sind, in der Werkstatt zu schweißen, sehen in der Baustellenschweißung etwas, was auf alle Fälle vermieden werden muß.

Wenn man nun Baustellenschweißung vorsieht und den wirtschaftlichen Erfolg ausnutzt, der sich in allen Stadien der Zeichenarbeit, der Kalkulation und der Fabrikation darbietet, so muß man gleichzeitig Rücksicht nehmen auf die Belange der Werkstatt. Die Konstruktionsglieder sollen so vorgesehen werden, daß sie möglichst wenig in der Werkstatt hin- und hertransportiert werden müssen. Dazu sind Montagebohrlöcher und nicht unbedingt notwendige Beschlagteile weitgehend zu vermeiden. Die meisten Architekten werden dann froh sein, das klare und ruhige Aussehen einer vollständig geschweißten Konstruktion zu betrachten. Der unten zitierte Aufsatz von G. H. Smith will deshalb die Möglichkeiten der Baustellenschweißung darlegen und zeigen, daß die hierdurch erreichten Einsparungen an Material und Werkstattlöhnen die allerdings erforderlichen Mehrkosten der Baustelle überwiegen.

Es gibt Konstruktionen, bei denen vollständiges Schweißen allein von vornherein in Frage kommt, jedoch ist bei sehr vielen die Alternative einer Verschraubung auf der Baustelle gegeben. Zu diesen gehören die weiter unten als Beispiel beschriebenen beiden kleinen Bauwerke, die in der letzten Zeit errichtet wurden. Ein Vergleich der Wirtschaftlichkeit beider Möglichkeiten ist indessen nicht ganz einfach. Wird auch auf der Baustelle geschweißt, so ist offenbar die ganze Konstruktion weniger elastisch und man mag deshalb in vielen Fällen mit geringeren Querschnitten auskommen. Auch muß einkalkuliert werden, daß Zeichenarbeit und Detaillierung ebenso wie Werkstattarbeit bei zwei verschiedenen Bearbeitungsmethoden teurer sind. Erfolgt Baustellenschweißung, so soll man sie konsequent durchkonstruieren und alle beim Schrauben sonst notwendigen Verbindungsglieder wie Kontinuitätsplatten, Auflagerknaggen usw. vermeiden. Standardmäßig auswechselbare Montagevorrichtungen (s. auch Abb. 4) überheben uns dann der Notwendigkeit, Montagelöcher vorzusehen. Es sollen zur Konstruktion selbst gehörende Glieder für die zeitweilige Befestigung und Auflagerung dienen, wo immer dies möglich ist.

Die Baustellenschweißer sollen zum Montagepersonal gehören. Sie mögen besondere Schweißerkurse durchmachen oder auch in der Werkstatt der Firmen geschult werden, sollen sich

aber dessen bewußt sein, daß sie zum Montagepersonal gehören und daß sie auch andere Montagearbeit zu leisten haben, wenn einmal nicht geschweißt wird. Darüber hinaus wird es allerdings notwendig sein, daß zu ihrer Anleitung auch ein noch besser qualifizierter Schweißer zur Verfügung steht.

Der Montagevorgang beim Schweißen unterscheidet sich von dem beim Verschrauben. Der Richtmeister übernimmt jetzt eine größere Verantwortung. Der Montagevorgang ist deshalb im Büro sorgfältig auszuarbeiten, desgleichen muß das Gerät zweckentsprechend zusammengestellt sein. Bei schwierigeren Montagen mag eine Kontrolle durch das Konstruktionsbüro notwendig werden. In einem solchen Fall kann sich der Richtmeister auf den eigentlichen Zusammenbau beschränken und die Beaufsichtigung der Schweißarbeit einem Spezialisten überlassen.

Den Einfluß des Wetters kann man natürlich nicht vorhersehen und erst recht nicht ausschalten. G. H. Smith ist jedoch der Ansicht, daß, wenn montiert werden kann, auch geschweißt werden kann. Gegebenenfalls sind Schutzvorrichtungen vorzusehen.

Die Baustellenschweißung bringt Verbilligung der Transportkosten mit sich, da die Stöße von Rahmen und dergleichen leichter so angeordnet werden können, daß nur glatte Stäbe zu verladen sind. Wie schon erwähnt, geht ein Teil der an Material und Arbeit gemachten Einsparungen durch Extrakosten auf der Baustelle wieder verloren. Der Preis sollte sich deshalb nicht erniedrigen, da der Besteller ja den Vorteil einer gefälligeren Konstruktion hat, damit auch für den Hersteller und damit auch für die ganze Volkswirtschaft noch ein Nutzen erwächst.

Die Zeichenarbeit wird bei geschweißter Konstruktion als leichter angesehen als bei geschraubter oder genietet. Es sollen aber weitgehend Einzelheiten in großem Maßstab oder als Naturgrößen herausgezeichnet werden, da hierdurch nicht nur die Bearbeitung sich erleichtert, sondern auch eine genauere Kalkulation möglich wird.

Es wird angeregt, solche Profile zu verwenden, wie sie für das Schweißen auch geeignet sind. Die Verwendung von Breitflanschträgern mit parallelen Flanschen würde manches Problem einfacher gestalten (aber doch wohl auch etwas verteuern). Es gibt Konstruktionen, bei denen das Material direkt vom Walzwerk auf Länge geschnitten zur Baustelle kommen kann, wenn die derzeitigen Lieferbedingungen dies erlauben.

Zwei kleinere Bauwerke sollen die durch Baustellenschweißung gewonnenen Vorteile illustrieren. Das erste ist ein Bürogebäude und eine hier nicht mit beschriebene Werkstatt. Abb. 1 zeigt das Bürogebäude. Die Rahmen waren zunächst für Werkstattsschweißung und Verschraubung auf der Baustelle vorgesehen. Da der Architekt unschöne geschraubte Verbindungen vermeiden wollte, wurde der Entwurf auf Baustellenschweißung umgestellt, wodurch außerdem beträchtliche Ersparnisse an Material und Arbeit erzielt wurden. Die Stöße der Rahmen liegen an den Systemknickpunkten und wurden bis auf die Verbindungsstelle zwischen oberen und unteren Rahmen, die senkrecht stehend geschweißt wurde, in liegendem Zustand hergestellt. Abb. 2 zeigt das gefällige Äußere der Konstruktion in der Nähe der Traufe.

Das zweite Beispiel ist die Versammlungshalle einer Schule mit quadratischem Grundriß. Sie weist zwei Hauptrahmen auf, die im Grundriß mit der Diagonale dieses Quadrats zusammenfallen. Diese ungewöhnliche Systemaufteilung bedingt natürlich komplizierte schiefwinklige Anschlüsse der Pfetten an die Rahmen, die bei Verschraubung eine große Zuarbeit bedingt hätten, bei Anwendung der Baustellenschweißung aber recht einfach zu lösen waren, wie man Abb. 3 entnehmen kann. Dieselbe zeigt im oberen Teil einen Eckpunkt der Halle und mit

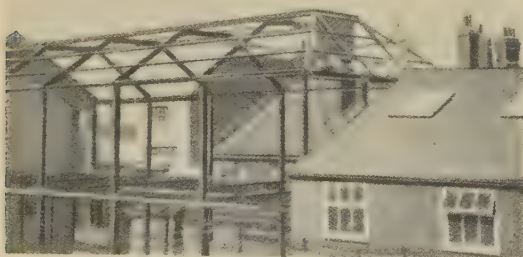


Abb. 1. Ansicht des Bürohauses.

den beiden unteren Aufnahmen den Kreuzungspunkt der Rahmen. Die Anregung zur Baustellenschweißung wurde hier durch das Vorzeichenbüro gegeben, dem offenbar die Ausbildung der schiefwinkligen Anschlüsse in geschraubter Bauweise nicht behagt hat.

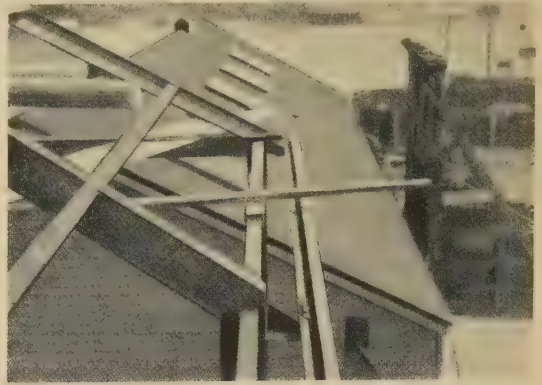


Abb. 2. Traufausbildung am Bürohaus.

G. H. Smith hebt als Vorteil der Baustellenschweißung hier und auch an anderer Stelle die größere Steifigkeit der Schweißkonstruktion hervor. Mir scheint dies jedoch nur bedingt ein Vorteil zu sein. Es dürfte sich nämlich die Frage

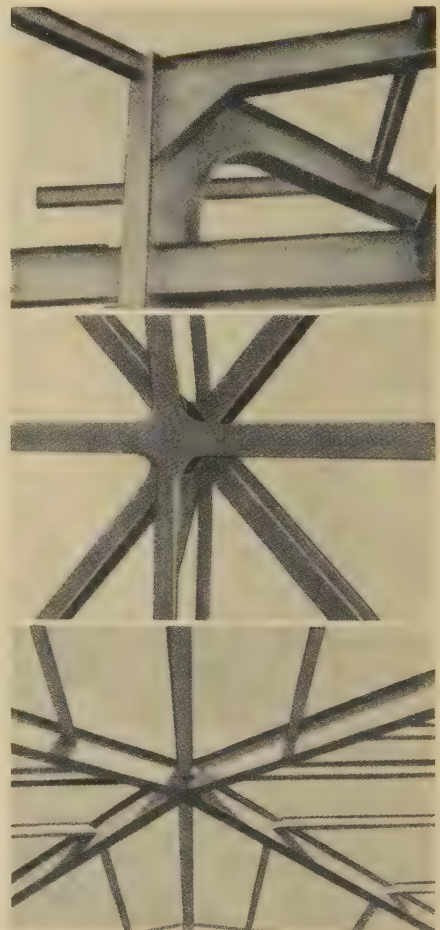


Abb. 3. Einzelheiten einer baustellengeschweißten Versammlungshalle.

erheben, inwieweit man bei einer solchen Konstruktion, die ja sicher auch nicht unerhebliche Schweißspannungen aufweist, doch mit einem plastischen Spannungsausgleich bei Überlastung rechnen kann und ob derselbe nicht durch einen einzigen nicht sorgfältig durchgeführten Knoten über den Haufen geworfen wird.

Einige Montagevorrichtungen sind in Abb. 4 wiedergegeben. Sie sind richtigerweise so durchkonstruiert, daß die provisorisch zu verbindenden Teile nur durch Klemmwirkung zusammengehalten werden und sich dadurch Montagelöcher erübrigen.

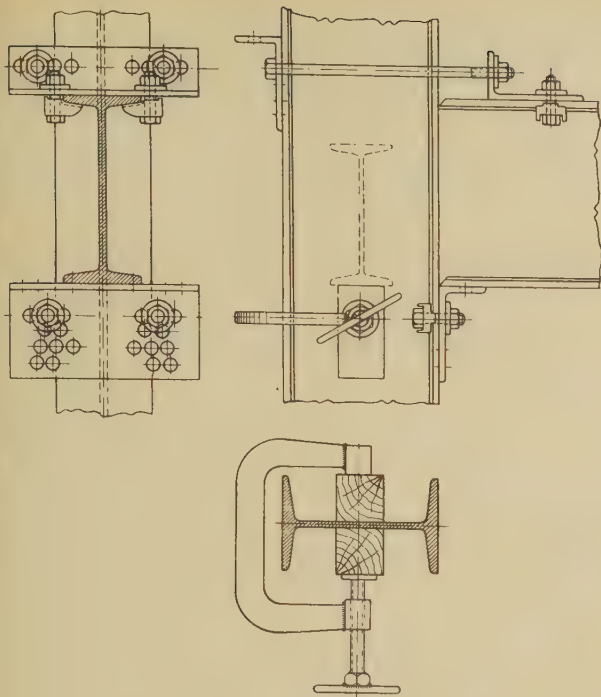


Abb. 4. Hilfswerkzeug für die Montage.

Weiterhin wurde Wert darauf gelegt, diese Vorrichtungen möglichst vielseitig verwendbar zu machen, so daß sie dauernd als Hilfsgerät von der Montageabteilung benutzt werden können. [Nach G. H. Smith: British Welding Journal 3 (1956) Nr. 4, S. 119—126.]
G. Grüning, Dresden.

DK 627.33 : 624.154.3 (73)

Kaimauergründung auf langen Brunnenpfählen

Eine bemerkenswerte Kaimauergründung wurde in San Francisco ausgeführt. Die Konstruktion ersetzt eine im 2. Weltkrieg gebaute Holzkonstruktion, die im Laufe der Zeit beträchtliche Schäden aufwies.

Die Untergrundverhältnisse wurden mittels Seilschlagbohrungen festgestellt (Abb. 1). Die primäre Aufgabe der im Kriege errichteten Mauer war es, die Uferlinie festzulegen. Hierzu wurden die Schlammschichten ausgebaggert und durch bessere Erdstoffe ersetzt. Diese Auffüllung verläuft abgeboischt von + 4,25 m an der Hinterkante bis auf - 7,60 m an Mauervorderkante. Sie erstreckt sich bis auf eine Tiefe von - 23 m. Ihre Breite schwankt zwischen 40 und 60 m. Der Felsuntergrund ist eine Serpentinformation. Das Gestein verwittert an der Luft sehr schnell. Auch in fester Lagerung ist es verhältnismäßig brüchig und zeigt deutliche Spaltflächen. Für den vorgesehenen Zweck kann es jedoch als guter Baugrund angesehen werden (die Pylonen der Golden Gate-Brücke sind ebenfalls auf Serpentin gegründet), und es wurde eine Bodenpressung von 11 kg/cm² zugelassen.

Die alte Kaimauer wurde auf Holzpfählen errichtet, die in die Auffüllung gerammt waren. Nach dem Bau der Kaimauer erfuhren die Aufschüttung und die darunterliegenden Schlammschichten Setzungen. Auch wurden seitliche Bewegungen beobachtet. Durch diese Formänderungen traten beträchtliche Schäden am Bauwerk auf. Die Rostplatte brach an verschiedenen Stellen; einige Pfähle wurden aus der Platte herausgerissen.

Beim Neubau der Kaimauer wurde also aus einleuchtenden Gründen eine wiederholte Anwendung des leichten Pfahlrostes als unzulänglich verworfen. Auch die Anwendung langer Stahlpfähle, die durch die Aufschüttung und den Schlamm hindurch bis auf den festen Untergrund reichen, wurde abgelehnt, da eine beträchtliche Anzahl von Pfählen notwendig gewesen wäre, um die vorhandene Belastung zu übertragen, und diese wiederum den seitlichen Bewegungen im Untergrund eine große Fläche entgegengesetzt hätten. Man entschloß sich also für runde Brunnenpfähle mit großen Jochabständen, die dem Seitendruck eine kleinere Angriffsfläche bieten. Ein weiterer Vorteil der Brunnenpfähle gegenüber den Ramppfählen ist der, daß die Gründungssohle an Ort und Stelle beurteilt werden kann.

Konstruktion und Belastung

Der 44 m lange Abschnitt dieser 16,70 m breiten Kaimauer ist gegründet auf 16 Brunnenpfählen mit je 1,22 m ϕ . Die Pfähle stehen in vier Jochen in Abständen von 4,25 m. Die Jochabstände sind 12,80 m. Dieselbe Pfahlstellung ist für die restlichen 290 m der Kaimauer vorgesehen. Die Brunnenpfähle sind hohle Stahlzylinder, die nach dem Absenken mit Beton ausgefüllt wurden. Die Wandstärke beträgt auf den unteren 21,5 m 19 mm, auf der übrigen Länge 12,7 mm. Diese Stahlzylinder wurden auf den Felsuntergrund abgesenkt. Die Fußausbildung erfolgte in Form von Kegelstümpfen mit einem unteren Durchmesser von 3,05 m. Die vier Brunnenpfähle eines jeden Joches werden durch einen 2,10 m breiten und 1,55 m hohen Holm zusammengefaßt. Zwischen den Jochen sind vorgefertigte Balken von 76 cm Breite und 1,28 m Höhe gespannt, die die 35 cm starke Platte tragen.

Die Belastung der einzelnen Pfähle ist verschieden, sie beträgt im Durchschnitt 1000 t. Sie setzt sich aus verschiedenen Faktoren zusammen. Die Hauptlasten sind das Eigengewicht und eine Nutzlast von 3 t/m² bzw. die Raddrücke von Autostrassen. Weiterhin wurde eine Stoßlast angesetzt in Form einer Horizontallast von 10 % der Last, die sich aus Eigengewicht der Oberkonstruktion, Gewicht eines unter 45° abgetrennten Erdkeiles hinter der Abschlußwand und einer Auflast von 750 kg/m² zusammensetzt. Für diese zusätzliche Stoßbelastung wurde ein Spannungszuwachs von 30 % zugelassen. Weiterhin wurden angesetzt: Die Reibung infolge von Setzungen der Erdstoffe und ein Seitendruck nach außen, hervorgerufen durch Bewegungen der Erdstoffe aus der Uferlinie heraus. Letzterer bewirkt Biegemomente und somit Zugspannungen in den Pfählen. Für diese möglicherweise auftretenden Pfahlbelastungen wurde ein Spannungszuwachs von 50 % zugelassen.

Durchführung der Gründungsarbeiten

Einzelheiten über die Art des Absenkens, ob durch Rammen, Erdaushub, Spülen oder auf irgendeine andere Art wurden der ausführenden Firma überlassen. Diese entschloß sich, die Röhre zu rammen. Hierzu wurde ein 4,15-mt-Bär benutzt, der in einem Gerüst auf einer besonderen Kopfplatte montiert war. Diese Kopfplatte bestand aus einer doppelten Lage von 30 cm starken, mit H-Profilen eingefassten Holzern. Unten war ein dem Umfang des Brunnenpfahles entsprechend gebogenes Winkelprofil vorgesehen. Auf der doppelten Balkenlage lag eine 50 mm starke Stahlplatte, auf die das Bärgerüst aufgesetzt wurde. Die Pfähle wurden in ihrer vorgesehenen Lage festgehalten durch Traversen, die an der alten Kaimauerkonstruktion befestigt waren. Nach dem Einrichten wurden die Kopfplatte und der Bär mit Hilfe eines Schwimmkranes aufgesetzt.

Die Pfähle wurden so weit wie möglich gerammt. Dann wurde das Erdreich im Innern der Röhren mittels einer Mam-

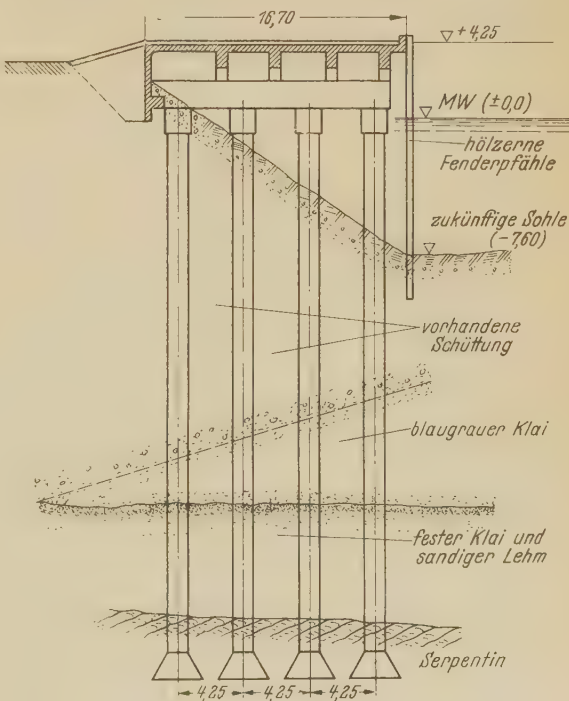


Abb. 1. Querschnitt der Kaimauer.

mut-Pumpe, die zwar mit einem geringen Wirkungsgrad arbeitet, für einen robusten Betrieb jedoch sehr geeignet ist, entfernt. Das Steigrohr mit einem Durchmesser von 250 mm wurde aus 6 m langen Flanschrohrstücken zusammengesetzt. Ein 50 mm starker Luftschlauch leitete die auf rd. 7 kg/cm^2 komprimierte Druckluft durch ein Fußstück in das Steigrohr ein. Mit dieser Pumpe konnten auch verhältnismäßig grobe Gesteinsbrocken befördert werden.

Auf diese Weise konnte man jedoch nur drei von den 16 Brunnenrohren bis auf den Fels absenken. Bei den übrigen stieß man auf Schwierigkeiten. Einmal waren die Rammbedingungen ungünstig dadurch, daß die Stahlrohre auf Hindernisse wie Felsblöcke und nicht entfernte Pfähle des alten Rostes stießen. Diese Hindernisse hatten ein Ausbeulen der Rohre zur Folge, in drei Fällen wurde der Stahlmantel zerstört. Wenn es möglich war, an die Spitze der Rohre zu gelangen, wurden die zerstörten Stahlteile Stück für Stück entfernt. Nach Erreichen des Felsuntergrundes wurde das Gründungsmaterial kegelförmig ausgeschnitten. War dies nicht möglich, so wurde das Rohr noch weiter gerammt.

Das zweite und größere Hemmnis war das Eindringen sandiger Erdstoffe in das Rohr an den Stellen, wo kein standfester Untergrund angetroffen wurde. Woher dieser Sand kam, ist nicht geklärt. Eine Annahme besagt, daß in den zwischen dem Schlamm und dem Serpentinegestein liegenden Klai- und Lehmschichten beträchtliche Sandmengen eingeschlossen sind. Eine andere Theorie besagt, daß durch Schwingungen infolge des Rammens und Spülens zusammen mit dem Sog, der durch das Pumpen hervorgerufen wurde, eine physikalische Trennung des Sandanteiles vom Schlamm und Klai bewirkt wird.

Bei 10 von den 13 Brunnenpfählen war es schließlich noch möglich, das Erdreich am Fuße der Rohre standfest zu machen. Doch war auch jetzt noch der Aushub einiger Kegelfüße mit Schwierigkeiten verknüpft, und es mußten Auskleidungen vorgesehen werden, um die Wandungen zu sichern. Bei den restlichen drei Kegeln schlugen alle Mittel, eine Standfestigkeit der Erdstoffe zu erzielen, fehl, und es wurde von dem ausführenden Betrieb als letzter Ausweg eine Baugrundvereisung in Erwägung gezogen, die den weiteren Aushub ermöglichen sollte.

Man fand jedoch noch eine andere annehmbare Lösung. Diese bestand darin, daß eine mit Beton ummantelte Stahlsäule in den Fels eingelassen wurde. Diese Säule trägt durch Reibung und Verbund mit dem Gründungsfels und dem

Beton im Brunnenpfahl. Ursprünglich sollte hierfür ein rd. 60 cm starkes Loch gebohrt werden. Da aber die drei Rohre so stark verformt waren, daß diese Bohrung nicht mehr durchführbar war, wurden zwei Löcher mit 45 cm ϕ vorgesehen (Abb. 2).

Diese in den festen Fels zu bohrenden Löcher wurden im Bereich der lockeren Erdstoffe verkleidet. In die Löcher wurde ein Kreuz-Profil eingeführt, das 4,90 m in den Gründungsfels und 3,60 m in den Brunnenpfahl hineinreicht. Das Profil besteht aus 38 mm starken Blechen und mißt 33 cm in beiden Richtungen. Nach Einführung der Profile wurden die Löcher mit Beton vergossen.

Zum Schluß wurden die Brunnenpfähle mit einem 4,30 m langen Kübel mit rd. 90 cm ϕ (Fassungsvermögen $2,3 \text{ m}^3$) mit einem Beton, der eine 28-Tage-Festigkeit von 245 kg/cm^2 aufwies, ausbetoniert. [Nach Engineering News-Record 156 (1956) Nr. 5 vom 2. Februar, S. 37.]

W. Plagemann, Dresden.

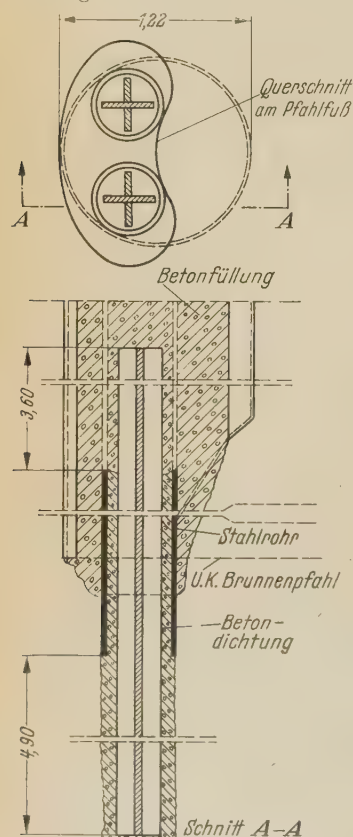


Abb. 2. Lastübertragung bei stark verformtem Pfahlfuß.

DK 624.154.012.46 : 693.56

Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge

In der San Francisco-Bucht ist eine Kaianlage von zwei 240 m langen Kaizungen, an denen vier Schiffe abgefertigt werden konnten, umgebaut worden, weil die Bewegungs- und Stapelmöglichkeiten auf den Kaizungen zu klein geworden waren. Man entschloß sich dazu, die seeseitigen Enden der Zungen durch einen Querkai zu verbinden, wodurch in Zukunft zwar bloß noch drei Schiffe abgefertigt werden können, der Verkehr auf den Kais sich aber reibungslos abwickelt. Über die Gründung des Querkais soll hier berichtet werden.

Es galt, für die Pfähle, die die Kaifläche zur tragen haben, die wirtschaftlichsten Sorten zu wählen. Um billige Holzpfähle verwenden zu können, wurde der Zwischenraum zwischen den alten Kaispitzen bis zu 1,80 m unter Wasseroberfläche mit Schlick aufgefüllt, so daß gerade noch genügend Wassertiefe für die schwimmende Ramme übrigblieb. Das gestattete für den größten Teil der Arbeit die Verwendung von zusammengesetzten Pfählen, deren oberes Ende in Längen von 7–10 m aus vorgespanntem Beton und deren unteres Ende bis zu 31 m aus Holz bestand. Die Betonteile reichen 3 m in den Schlick hinein, so daß die Holzteile gegen den Bohrwurm geschützt sind. Um den Schlick nicht wegschöpfen zu lassen, wurde nach der Seeseite zu ein 10 m tiefer Unterwasser-Kiesdamm geschüttet. Da befürchtet wurde, daß Holzpfähle ihn nicht durchdringen würden, wurden hier auf die ganze Länge Betonpfähle verwandt. Die Ausschreibung ergab, daß vorgespannte Pfähle am billigsten waren. Im ganzen wurden über 2000 Pfähle eingebaut, davon 139 Stück, die auf ihre ganze Länge von 40 m aus vorgespanntem Beton bestehen. Sie haben einen achteckigen Querschnitt von 50 cm ϕ und haben der Gewichtsersparnis wegen im Innern eine Aussparung von 27,5 cm ϕ . Nur 1,20 m an der Spitze und 1,35 m am oberen Ende sind voll ausbetoniert. Sie wurden durch 18 Spannbündel aus hochfestem Stahl in Litzen von 10 mm ϕ vorgespannt.

Der Betonteil der zusammengesetzten Pfähle hat einen achteckigen Vollquerschnitt von 35 cm ϕ und wird durch sieben Kabel vorgespannt. Das untere Ende des Betonteils steckt in einem 6 mm starken stählernen Rohrformstück von 33 cm innerem ϕ , durch das eine Verbindung mit dem Holzteil hergestellt wird. Die Lasche ist 1,20 m lang und reicht zu gleichen Teilen über die beiden Baustoffe.



Abb. 1. Das 150 m lange Spannbett, auf dem rd. 2000 Pfähle hergestellt wurden.

Für das Vorspannen wurde ein 150 m langes Spannbett mit vier Bahnen gebaut (Abb. 1). Auf jeder Bahn konnten 16 Betonteile der zusammengesetzten Pfähle oder drei der langen Pfähle hergestellt werden. Die Pfähle wurden in besonders gebauten Stahlformen betoniert. Die Spannglieder wurden auf die ganze Länge einer Bahn ausgelegt und gleichzeitig durch eine hydraulische 200-t-Winde gespannt. Bei einer der Berechnung zugrunde liegenden Belastung von 5100 kg wurde, um das Kriechen und das Schwinden zu berücksichtigen, jedes Kabel mit 6350 kg (11 800 kg/cm²) gespannt.

Beim Beton war eine 28-Tage-Festigkeit von 350 kg/cm² vorgeschrieben. Die Kabel durften erst entspannt werden, wenn der Beton eine Festigkeit von 275 kg/cm² erreicht hatte. Durch Behandlung des Betons mit Dampf gelang das nach 24 Stunden. So war es möglich, die Pfähle 3–4 Tage nach der Herstellung zu rammen. Die tat-

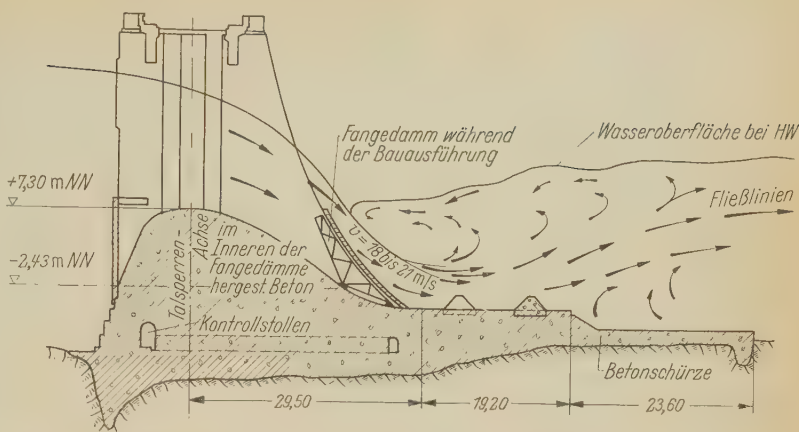


Abb. 1. Querschnitt durch die Entlastungsanlage Bonneville.

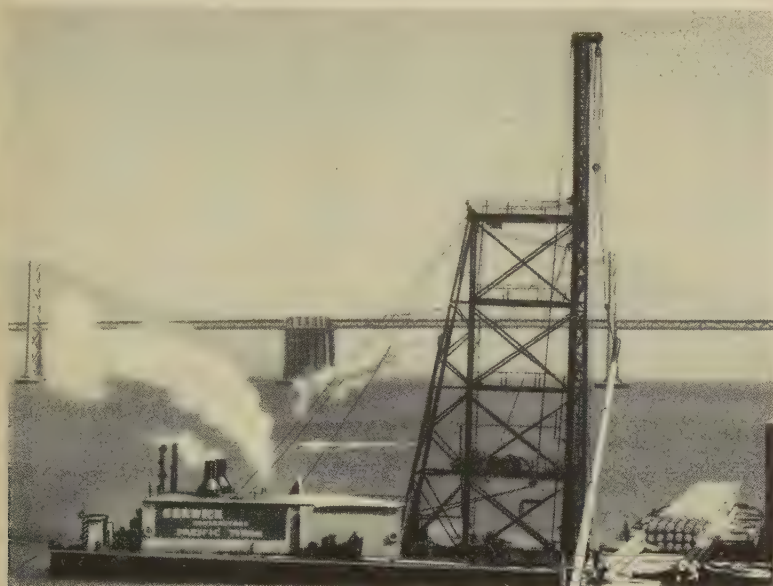


Abb. 2. Die Vier-Punkte-Hebevorrichtung für die 40 m langen vorgespannten Pfähle. Im Hintergrund die San Francisco—Oakland Bay-Brücke.

sächlich erzielten Festigkeiten nach 28 Tagen lagen zwischen 410 und 480 kg/cm². Infolge ihrer kurzen Länge ließen sich die vorgespannten Teile der zusammengesetzten Pfähle leicht durch eine Zwei-Punkte-Hebevorrichtung handhaben. Anders war es aber bei den 40 m langen Pfählen. Bei ihnen mußte die Anzahl und die Lage der Angriffspunkte für die Hebung sorgfältig ermittelt werden, um möglichst kleine Biegemomente zu erhalten. Die Pfähle wogen, obgleich sie hohl waren, 16,5 t. Bei nicht vorgespannten Pfählen wäre eine Sechs-Punkte-Hebevorrichtung nötig gewesen, und selbst damit hätten einige Risse im Beton erwartet werden müssen. Bei den vorgespannten Pfählen kam man dagegen mit einer Vier-Punkte-Hebevorrichtung aus, und es ergaben sich keine Zwischenfälle irgendwelcher Art. Die beiden äußeren Angriffspunkte lagen 2,85 m von jedem Ende entfernt und die inneren weitere 10,80 m nach der Mitte zu, so daß ein Mittelstück von 12,70 m übrigblieb (Abb. 2). [Nach Engineering News-Record 157 (1956) Nr. 3, S. 33.] E. Weiß, Berlin.

DK 627.81.004.67 (73)

Das Tosbecken der Bonneville-Talsperre wird nach 17 Jahren ausgebessert

Die Bonneville-Talsperre¹ wurde 1934–1938 erbaut. Schon beim Entwurf wurde festgestellt, daß bei den riesigen Hochwässern bis 38 000 m³/s — sie wurde sogar für ein solches von 41 500 m³/s bemessen — die Prellböcke im Tosbecken in Zeiträumen von 15 Jahren ganz erneuert werden müßten. Die jährliche Schneeschmelze des Einzugsgebietes von

670 000 km² verursachte bisher Hochwasserspitzen zwischen 7700 und 28 300 m³/s. Vor dem Bau wurden an 172 Modellen Versuchsreihen zur Erforschung der geeignetsten Form der Prellböcke gemacht. Das Tosbecken soll den schießenden Abfluß in einen strömenden verwandeln und es war eine wichtige Aufgabe, die dazu am besten geeigneten Baustoffe herauszufinden. Stahlbeton ohne besonderen Schutz wurde beim Bau gewählt und auch bis heute haben sich Putz oder Schutzverkleidungen aus Stahlblech für derartige Bauwerke noch nicht bewährt. Bei einer Stromlinienform der Prellböcke würden diese dem schießenden Wasser besser widerstehen, allerdings auch weniger Energie vernichten. Abb. 1 und 2 zeigen Querschnitt und Grundriß des Tosbeckens.

Bonneville war einer der ersten Massenbetonbauten in Amerika, bei dem etwa 25 % des Zements durch Puzzolan (Trass) ersetzt wurde, obschon viele Stimmen damals den Zusatz dafür als ungeeignet bezeichneten. Es folgen einige Werte des Betons der Belastungsanlage:

Größtkorn der Zuschlagstoffe	76 mm
Zementgehalt	245 kg/m ³
Wasserzement in Gewichtsteilen	0,52
Setzmaß	7 cm
Druckfestigkeit nach 3 (7, 28) Tagen	103 kg/cm ² (185 kg/cm ² , 325 kg/cm ²)

Bei Zusätzen von Puzzolan erhielt der Beton erst nach sechs Monaten eine geringe Festigkeitszunahme.

Bald nach der Inbetriebnahme zeigten Taucheruntersuchungen einige Schäden an der Tosbeckensohle und an den Prellböcken. Sie bestanden im allgemeinen in einer ganzen Anzahl Sauglöcher an den lotrechten Seiten der oberwasserseitigen Reihe Prellböcke, danach auch in der Sohle unterhalb dieser Reihe. Die Sauglöcher rührten von Kavitationskräften her. Nachdem sie sich an den oberwasserseitigen Prellböcken ge-

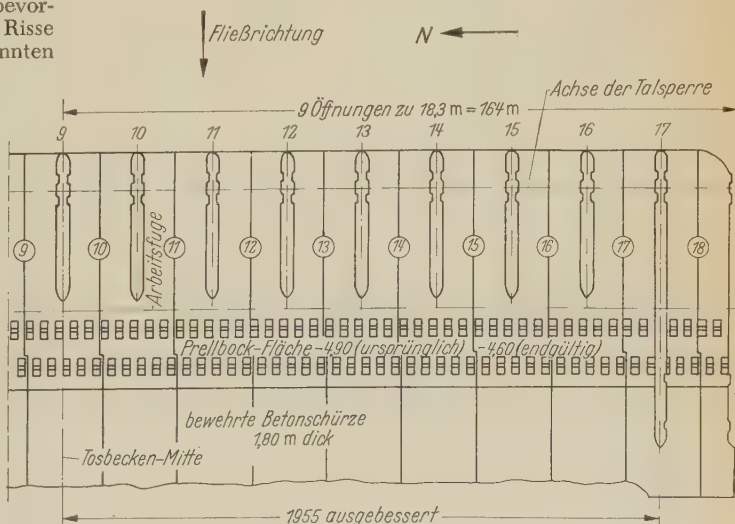


Abb. 2. Südliches Tosbecken der Talsperre Bonneville.

¹ F. Tölke: Bauingenieur 18 (1937) S. 790 und 19 (1938) S. 655.

zeigt hatten und nachdem ein gewisser Abrieb die Wirksamkeit der oberen Reihe etwas herabgesetzt hatte, wurde die untere Reihe angegriffen, und zwar nicht nur an den Seiten,

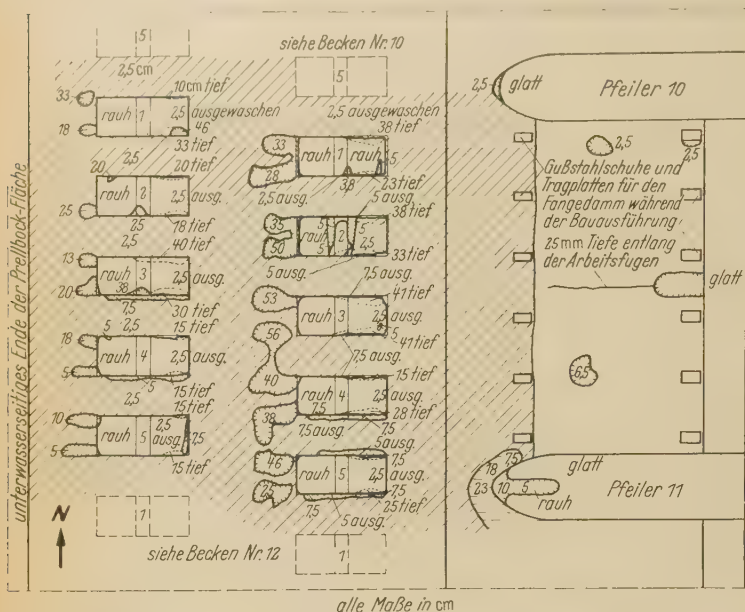


Abb. 3. Zustand des Beckens im Jahre 1954 unterhalb der Öffnung 11. Es wurde vorher noch nicht ausgebessert.

sondern auch an der Sohle unterwasserseitig der Prelböcke (Abb. 3).

1941 begannen Modellversuche im Carnegie-Institut in einem Vacuumbehälter mit dem Ziel, durch eine bessere Form der Prelböcke deren Beschädigungen herabzusetzen. In einer Veröffentlichung des Jahres 1943 wurde für deren Kanten ein Radius von 23 cm und für den Übergang der horizontalen oberen Begrenzung in die rückwärtige Neigung ein solcher von 76 cm empfohlen. 1947 wurden in einem Schwimmcaisson einige Prelböcke in der empfohlenen Weise erneuert. Es wurde damals auch versuchsweise einer in der ursprünglichen Form mit einem 9,5 mm dicken Stahlblech verkleidet, das in jeder Richtung in 30 cm Entfernung verankert war und dessen Fugen verschweißt waren.

Im November 1954 wurde der südliche Teil des Tosbeckens zum erstenmal seit Erbauung durch Fangedämme eingeschlossen und trockengelegt. Der Zustand des Betons war im allgemeinen besser als erwartet. Es wurde aber festgestellt, daß zusätzlich zu den Kavitationsschäden am Beton ein allerdings geringer Abrieb durch Sandteilchen stattgefunden hatte, die im Hochwasser des Columbia in der Menge bis zu 1 0/100 und bis zu 1/2 mm Größe mitgeführt wurden. Diese Teilchen waren meist mineralischen und nicht organischen Ursprungs.

Die Bewehrung der Prelböcke, die an den Seiten rasch der Wirkung der auftretenden Sauglöcher ausgesetzt war, wurde durch die großen dynamischen Kräfte zerstört. Die Zerstörung wurde auf den Beton übertragen, wodurch sie größer wurde, als wenn der Beton unbewehrt geblieben wäre. Mancher Rundstahl brach infolge der großen Beanspruchung durch. Taucheruntersuchungen zeigten, daß die Prelböcke 1948–1952 einer dreimal so großen Vertiefung der Sauglöcher als in den zehn vorhergehenden Jahren ausgesetzt waren. Die Tiefe der Löcher hatte 1948 im allgemeinen gerade den Bewehrungsstahl freigelegt.

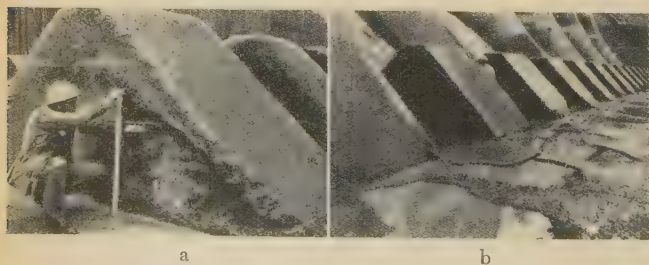


Abb. 4. Prelböcke der oberen Reihe.
a) Seitliche Sauglöcher und b) Zerstörung der Sohle.

Die Wehrpfeiler waren am unterwasserseitigen Fuß stark erodiert. Während der Bauzeit war die Südseite durch einen Fangedamm aus Schüttsteinen abgesperrt, von dem große Steine in das Tosbecken gelangen und dort während zweier Hochwässer ihre zerstörende Wirkung ausüben konnten. Das mag der Grund für die Schäden an den Enden der Wehrpfeiler und in der Tosbeckensohle gewesen sein. Man konnte während der Bauzeit mit einem Fangedamm am unterwasserseitigen Ende der Wehrpfeiler (Abb. 1) diese dort nicht ausbessern. Abb. 4a zeigt das Aussehen der oberwasserseitigen Prelböcke und Abb. 4b das der Tosbeckensohle. Die Bildung von Sauglöchern an den lotrechten Seiten begann schon während der ersten Jahre. Diese Löcher rührten von der Trennung des schießenden Strahles durch die Prelböcke und von der Bildung von Stellen niedrigen Drucks her. Ähnlich erklären sich die Sauglöcher in der Sohle unterhalb der oberen Prelböcke.

1947 nach den Versuchen des Carnegie-Institutes ausgebesserte Prelböcke zeigen bis jetzt weniger Schäden als die anderen, sind allerdings nur 8 von 17 Hochwässern ausgesetzt gewesen. Einer von ihnen war 1947, wie schon erwähnt, mit Stahlblech verkleidet worden. Die Saugkräfte, die bei Beton die Löcher erzeugten, waren so gewaltig, daß nach 7 Jahren von dem ganzen Blech nichts mehr übrigblieb. Mit Oszillographen stellte man mehr als 10 Mio. Umkehrungen des Drucks während eines Hochwassers fest.

Versuche wurden im Laboratorium zu Bonneville gemacht, um festzustellen, ob die Prelböcke so entworfen werden können, daß sie der Zerstörung weniger ausgesetzt sind. Die Ergebnisse waren einmal eine Änderung der Carnegie-Form für die obere Reihe, wodurch der Strahl etwas weiter unterhalb auftritt. Weiter konnte die untere Reihe durch Bau einer durchgehenden Mauer vom Querschnitt der Prelböcke verbessert werden. Das Wasser änderte dadurch seine Fließrichtung unterhalb des Tosbeckens nach oben anstatt nach unterstrom. Die obere Reihe ist mehr der Stromlinienform angepaßt und dadurch bei weitem nicht so stark der Kavitation ausgesetzt. Ferner wurden die Tosbeckensohle wie auch die Prelböcke um 30 cm gehoben, um sie ohne zuviel Beseitigung von altem Beton ausbessern zu können (Abb. 5).

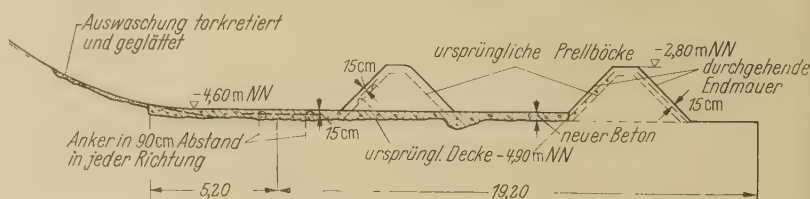


Abb. 5. Querschnitt des Tosbeckens mit Ausbesserungsmaßnahmen.

Auf Grund der schlechten Erfahrung mit Bewehrungsstählen hatte man diese bei vollständigem Ersatz der Prelböcke ganz weggelassen. Da aber die Wegnahme der Bewehrung ein Beseitigen fast des ganzen Betons zur Folge gehabt hätte, wurde darauf verzichtet. Die Prelböcke wurden vielmehr gesäubert und dann die 30 cm dicke Betonschale darüber eingebracht. Die Bewehrung hatte eine Überdeckung von 15 cm. Zur Verankerung waren vorher Ösen eingebracht worden (Abb. 6).

Der Beton zu den Ausbesserungsarbeiten im Tosbecken wurde mit großer Sorgfalt untersucht. Als erstes wurde die bekannte Forderung aufgestellt, Beton mit geringstem Wasserzementwert und größter Druckfestigkeit herzustellen, der der Erosion am besten widersteht. Ferner wurde der Auswahl der

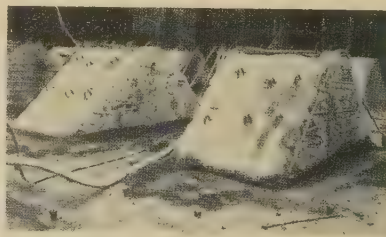


Abb. 6. Prelböcke mit Ösen zur Verankerung des neuen Betons.

Zuschlagstoffe große Bedeutung beigelegt. Es wurde die Wetterfestigkeit, das Vorkommen weicherer Teile usw. festgestellt und danach die Auswahl getroffen. Es wurden weitere Laboratoriumsversuche mit der Kavitation gemacht, um den mit ver-

schiedenen Mischungen, Schalungsarten und Oberflächenbehandlungen hergestellten Beton zu erproben. Das Ergebnis wurde in Stunden ausgedrückt, die notwendig waren, um aus dem Probestück Beton bis 25 mm Tiefe auszuwaschen. In Abb. 7 sind die verschiedenen Werte zusammengestellt.

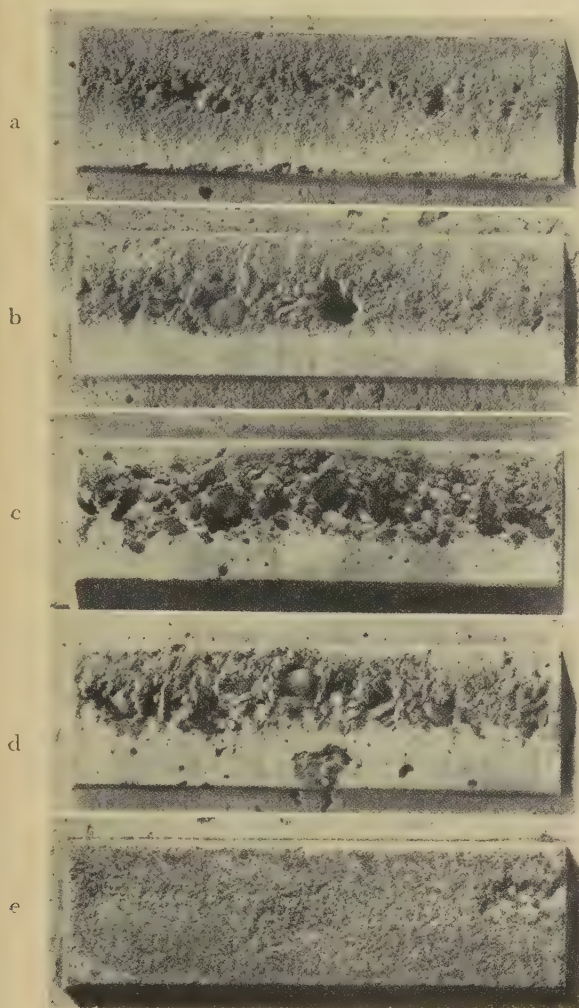


Abb. 7. Ergebnisse der Kavitationsuntersuchungen des Betons.

a) Mit Saugschalung hergestellt. Widerstandswert 1360 Std. Alter des Versuchskörpers bei der Prüfung 74 Tage; b) mit Holzschalung und Saugmatten hergestellt und kellengeglättet. Widerstandswert 607 Std. Alter des Versuchskörpers bei der Prüfung 73 Tage; c) Stahlschalung ohne Oberflächenbehandlung. Widerstandswert 184 Std. Alter des Versuchskörpers bei der Prüfung 68 Tage; d) Holzschalung ohne Oberflächenbehandlung. Widerstandswert 379 Std. Alter des Versuchskörpers bei der Prüfung 69 Tage; e) Holzschalung. Nach dem Ausschalen mit einem Metallüberzug versehen. Widerstandswert 1600 Std. Alter des Versuchskörpers bei der Prüfung 92 Tage.

Der größte Widerstandswert von 1600 Stunden ergab sich bei einem Beton, der in Holzschalung hergestellt und nach dem Ausschalen mit einem Metallüberzug versehen war. Der Widerstand war etwa achtmal so groß als bei Beton in Stahlschalung ohne Oberflächenbehandlung. Ein 1,8 m breiter Flächenstreifen der Sohle von der Länge des Tosbeckens war mit einem Metallüberzug von $7,2 \text{ kg/m}^2$ versehen worden. Andere Teile der Tosbeckensohle waren ohne Metallüberzug nur kellengeglättet und später poliert worden. Versuche zeigten, daß polierte Oberflächen weniger zum Erodieren neigen. Mit Metallüberzug versehene Flächen ließen sich dagegen schlecht polieren.

Diese Ausbesserungen wurden nur am südlichen Teil des Tosbeckens vorgenommen. Eine Taucheruntersuchung in der nördlichen Hälfte stellte dort beinahe dieselben Schäden fest. Die Entscheidung, den nördlichen Teil auszubessern, wurde noch etwas zurückgestellt. Jährliche Taucheruntersuchungen ermöglichen jedoch, falls erforderlich, ein sofortiges Eingreifen. Dann wird entweder der Schwimmcaisson eingesetzt oder es wird eine Generalausbesserung zwischen Fangedämmen wie im südlichen Teil durchgeführt. [Nach Roy C. Clark: Journal Am. Concr. Inst. 27 (1956) S. 821—837.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

DK 624.5.042.41 : 533.6 (73)

Aerodynamische Stabilität der Mackinac-Hängebrücke

Als am 7. 11. 1940 die Tacoma-Hängebrücke (850 m Stützweite) während eines noch nicht einmal sehr starken Sturmes infolge Torsionsschwingungen einstürzte, setzte eine umfangreiche Forschung nach den Ursachen ein. Es dauerte jedoch nahezu 10 Jahre, bis zusammenfassende Ergebnisse hierüber veröffentlicht wurden und man Hängebrücken, die zunächst allesamt verdächtig erschienen, wieder als sicher ansah [s. Bauingenieur 25 (1950) S. 223]. Insbesondere Steinmans „Aerodynamische Theorie der Brückenschwingungen“ war richtungweisend und wurde eingehend diskutiert [s. Bauingenieur 26 (1951) S. 333 und S. 364].

Die neueste Hängebrücke dieses Ingenieurs — die Mackinac-Hängebrücke (1160 m Spannweite) — wurde bereits beschrieben [s. Bauingenieur 30 (1955) S. 444].

In einer neuen Veröffentlichung geht Steinman nun näher auf die aerodynamischen Verhältnisse dieser Brücke ein und vergleicht sie mit anderen Hängebrücken. Wichtig für die Beurteilung der aerodynamischen Stabilität sind die Kräfte und Drehmomente, die infolge Wind aus verschiedener Neigung gegen die Horizontale — d. h. mit verschiedenen Anblaswinkeln — auf den Brückenquerschnitt ausgeübt werden. Diese Werte können an einfachen Modellen im Windkanal ermittelt werden.

In den Abb. 1 u. 2 sind die Abhängigkeiten Vertikalkraft—Anblaswinkel (P_v - α -Diagramm) und Drehmoment—Anblaswinkel (M - α -Diagramm) für die Mackinac-Brücke, die Golden Gate-Brücke und die 1940 durch Wind zerstörte Tacoma-Brücke dargestellt.

Aus dem P_v - α -Diagramm ist ersichtlich, daß die Kräfte bei der Mackinac-Brücke (Kurve 1) am kleinsten sind und sich außerdem bei wechselndem Winkel α nur wenig ändern. Die Kurve 1 durchschneidet die P -Achse fast horizontal, d. h. daß bei um die Horizontale pendelnden Windrichtungen stets praktisch dieselbe vertikale

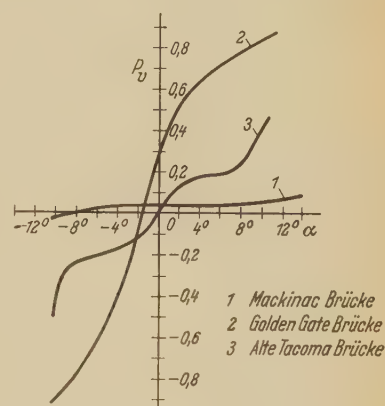


Abb. 1. Diagramm Vertikalkraft—Anblaswinkel (P_v - α -Diagramm).

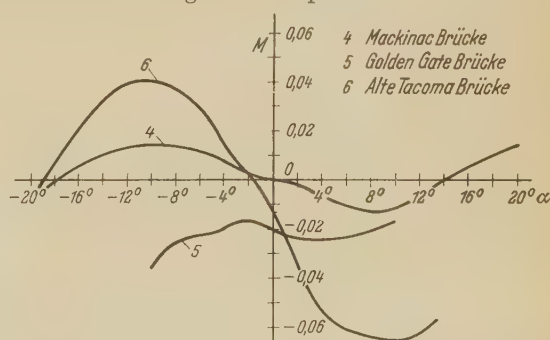


Abb. 2. Diagramm Drehmoment—Anblaswinkel (M - α -Diagramm).

Windkraft auf die Brücke ausgeübt wird — die Brücke ist daher stabil gegen Vertikalschwingungen.

Auch beim M - α -Diagramm sind bei der Mackinac-Brücke (Kurve 4) die Momente am kleinsten, bei horizontalem Windangriff verschwinden sie ganz und die Neigung der Kurve im Nullpunkt ist so flach, daß auch bei um die Horizontale pendelndem Wind nur sehr geringe Drehmomente auftreten — die Brücke ist demnach auch gegen Torsionsschwingungen sehr sicher.

Wie sind nun diese guten Ergebnisse bei der Mackinac-Brücke erzielt worden? In erster Linie dadurch, daß durch die Gestaltung des Brückenquerschnitts (Abb. 3) verhindert wurde, daß überhaupt irgendwelche Sog- oder Staubereiche über oder

unter der Brücke auftreten können. Bei 16,5 m breiter Fahrbahnkonstruktion sind die Hauptträger 20,7 m voneinander entfernt; es entstehen so auf die gesamte Brückenlänge durchlaufende Schlitzte zwischen Fahrbahn und Hauptträgern. Außer-

an die Pylonen angeschlossene Konsolen (Abb. 2) zu denselben Verankerungen geführt. Mit 214 + 656 + 357 m Länge ist diese Brücke das längste Bauwerk ihrer Art. Die Rohre selbst sind nur in der Hauptöffnung an den Tragkabeln aufgehängt; hinter

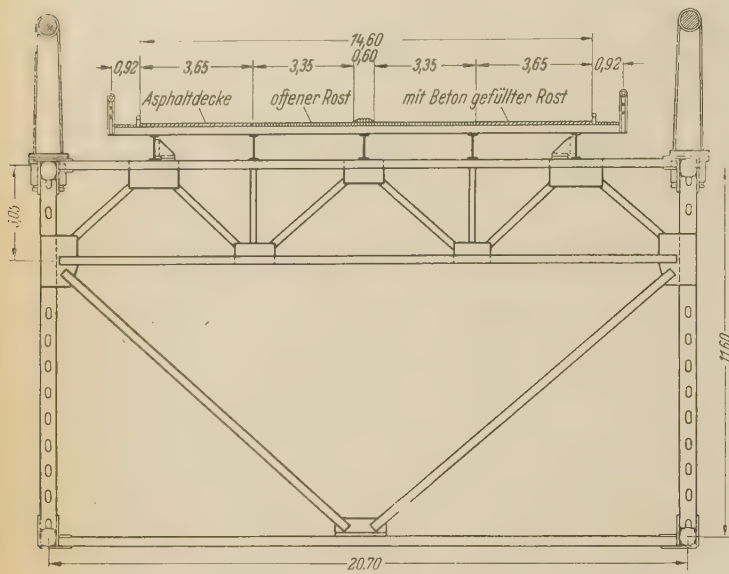


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

dem sind Hauptträger und Querträger Fachwerk und der mittlere Teil der Fahrbahn besteht aus einem offenen Rost. Es können sich daher bei keiner Windrichtung — für Vertikal-schwingungen ist Wind unter der Fahrbahn etwa in Brücken-längsrichtung besonders gefährlich — Über- oder Unterdruck-gebiete bilden. Es ist stets ein guter Druckausgleich zwischen Ober- und Unterseite der Brücke möglich.

Auf Grund des guten aerodynamischen Verhaltens hätten die Hauptträger wesentlich niedriger ausgeführt werden können. Mit Rücksicht auf die öffentliche Meinung blieb man jedoch bei 11,6 m Höhe, d. h. $\frac{1}{100}$ der Mittelspannweite, es entsteht so eine gute Vertikalsteifigkeit. Durch Horizontalverbände in Ober- und Unterurtebene wurde auch die Torsionssteifigkeit auf das Siebenfache dessen, was mindestens erforderlich war, gebracht.

Die kritische Windgeschwindigkeit liegt für die Mackinac-Brücke bei etwa 1000 km/h; die größte in der Nähe gemessene Geschwindigkeit ist 125 km/h. Selbst wenn die offene Fahrbahnkonstruktion sich durch Schnee und Eis vollkommen zusetzen und dadurch den Druckausgleich zwischen Ober- und Unterseite der Brücke erschweren würde, bleibt die kritische Geschwindigkeit noch über 600 km/h. Diese Zahlen liegen weit über den entsprechenden Werten für andere Hängebrücken, z. B. Bronx-Whitestone — 48 km/h, Golden Gate — 64 km/h, George Washington — 88 km/h und der neuen Tacoma-Brücke — 122 km/h. Bei der Bronx-Whiteston- und der Golden Gate-Brücke sind Verstärkungsarbeiten durchgeführt worden. Hierdurch wurden zwar die angreifenden Windkräfte nur wenig geändert, jedoch schädliche Auswirkung auf die Brücken verhindert. [Nach D. B. Steinman: Civil Engineering 26 (1956) Nr. 5, S. 293.]

K. H. Seegers, Hamburg.

DK 624.52 : 621.643 (73)

656 m weit gespannte Rohr-Hängebrücke über den Mississippi

Die zwischen Grand Tower (Illinois) und Wittenberg (Missouri) den Mississippi in 23 m Höhe überquerende Brücke für zwei Gasrohre von je 760 mm Durchmesser entspricht in ihrer Konstruktion im Prinzip ihren kleineren Vorgängerinnen [s. Bäumg. 27 (1952) S. 220 u. 28 (1953) S. 63]. Die beiden Rohre liegen nebeneinander auf kurzen Querträgern, deren Enden mittels geeigneter Hängeseile an zwei Tragkabeln aufgehängt sind (Abb. 1). In horizontaler Richtung sind die Rohre durch waagrecht liegende Windkabel ausgesteift. Die Windkabel sind ebenfalls an den Tragkabeln aufgehängt, und zwar mittels dünner Seile, die auf die ganze Brückenlänge durchlaufend ein doppeltes Fachwerk bilden (Abb. 2). Es entsteht somit ein verhältnismäßig steifes Tragwerk.

Die Tragkabel laufen über Pylonen zu 214 m bzw. 357 m dahinter liegenden Verankerungen; die Windkabel werden über



Abb. 1. Blick in Brückenachse.

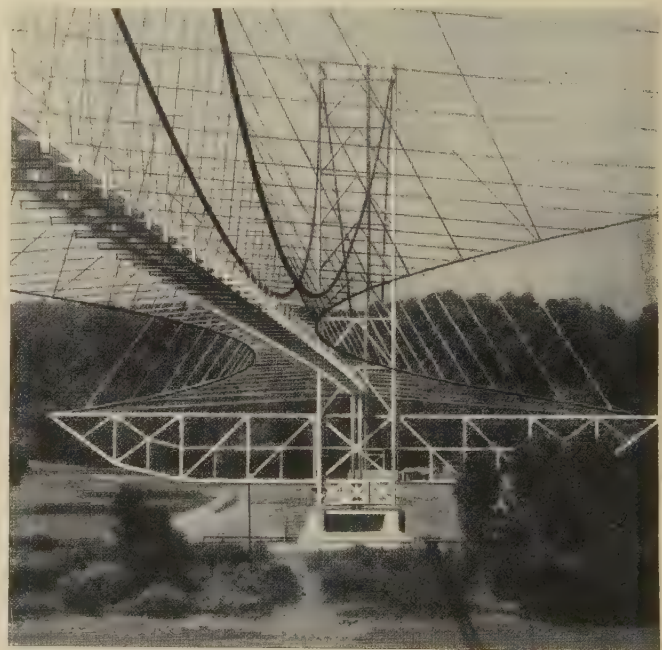


Abb. 2. Untersicht der Rohrbrücke.

den Pylonen sind sie heruntergezogen und laufen dann unterirdisch weiter.

Pfeiler und Verankerungen auf der Illinois-Seite konnten in geringer Tiefe auf Fels zwischen Spundwänden gegründet werden und bilden daher nichts Bemerkenswertes.

Auf der Missouri-Seite waren die Gründungsverhältnisse wesentlich ungünstiger, da tragfähiger Boden erst in etwa 45 m ansteht; darüber liegen Sande und Feinsande. Die Kabel-

verankerung wurde auf bis zu dieser Tiefe gerammte Stahlpfähle gegründet. Der Pfeiler wurde als offene Brunnen-gründung mit Übergang zu Druckluftbetrieb am Schluß des Absenkens ausgeführt. Um den Luftdruck hierbei zu verringern, wurde zusätzlich eine Grundwasserabsenkung mit vier Pumpen vorgenommen.

Der Pfeilercaisson mit den Abmessungen $19 \times 8,6$ m ist aus Stahlbeton mit geschweißter Stahlschneide. Drei Schächte von 4,3 m Durchmesser dienten zunächst als Brunnen; der Erd-aushub geschah mit einem Kran. Dieser lief seitlich vom Caisson auf Schienen und diente auch zum Umsetzen von Scha-

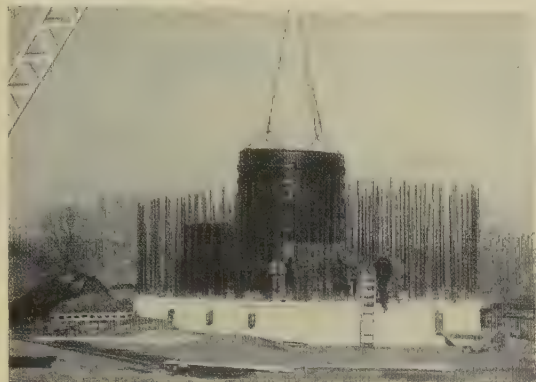


Abb. 3. Kran bei Einbau der Schachtschalung.
(Später werden hier die Luftverschlüsse eingebaut.)

lung und zum Betonieren beim Aufbau des Caissons entsprechend seinem Absinken. Die Absenkung mit offenen Brunnen geschah bis 38 m Tiefe, danach wurden die Luftverschlüsse in die Schächte eingebaut, die Luftschleusen aufgesetzt und unter Druckluft weiter abgesenkt. Abb. 3 zeigt, wie der Kran die betreffende Schalung für die Schächte einbaut; die Nuten am Umfang dienen später zum Verankern der Luftverschlüsse gegen den inneren Luft-

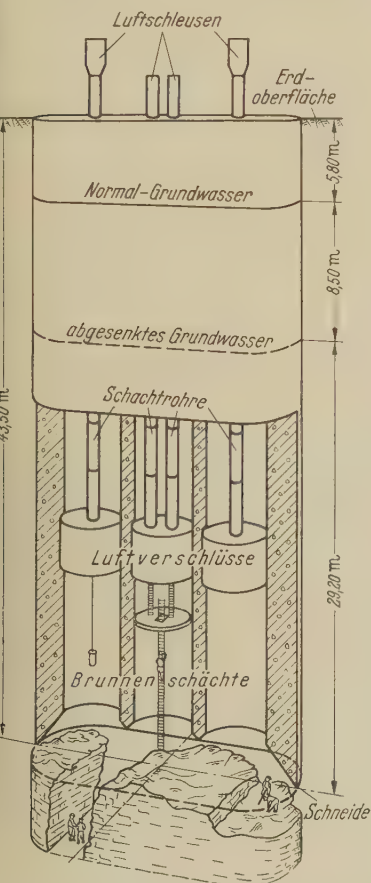


Abb. 4. Perspektivische Darstellung des Caissons in seiner Schlußstellung.

ren. Dies gab Schwierigkeiten bei den Pumpen, und als man beim Übergang zum Druckluftbetrieb gern die volle Grundwasserabsenkung gehabt hätte, konnte statt der anfänglichen 15 m der Grundwasserspiegel nur noch knapp 9 m gesenkt wer-

den. Da die einzelnen Pumpen ungleich arbeiteten, wurde der Grundwasserspiegel auch ungleich abgesenkt. Diese Ungleichmäßigkeit wirkte sich so aus, daß sich der Caisson während des Niederbringens drehte, und zwar in Richtung zum tiefsten Grundwasserspiegel.

Nach dem Übergang auf Druckluftbetrieb setzte sich die Drehung des Pfeilers fort, trotzdem mit allen Mitteln versucht wurde, dem entgegenzuwirken. Nach etwa 5 m Absenken — etwa 1,6 m über der vorgesehenen Gründungstiefe — zeigte sich ein Riß über der Schneide; die Untersuchung ergab, daß man auf einem Felsgrat etwa in der Mitte des Caissons aufsaß. Das Absenken wurde — weil zu gefährlich — aufgegeben und beschlossen, die Schneide in ganzer Länge bis zum tragfähigen Felsen zu unterfangen.

Dieses Unterfangen geschah durch etwa 0,6 m hohe, 0,3 m breite und 1,5 m lange Blöcke aus Ort beton. Die erste Lage wurde unter der Schneide betoniert; dann eine nächste Lage darunter usf. Diese Arbeit war sehr schwierig. Der Luftdruck mußte zunächst erhöht werden, dann wurde eine senkrechte Fläche von etwa $0,3 \times 0,3$ m freigelegt und sofort mit Ton abgedichtet. Es folgten dann danebenliegend mehrere etwa gleich große Flächen. Die sich so langsam vergrößernde Tonschicht wurde durch den erhöhten Luftdruck gegen den umgebenden Sand gedrückt; sie mußte stets durch Überstreichen von Hand feucht und dicht gehalten werden, bis der Beton eingebracht war. Bei jeder Schicht wurde zunächst jeder zweite Block betoniert und die dazwischen liegenden später nachgeholt.

Beim Unterfangen zeigte sich eine etwa 3 m breite, quer zum Caisson verlaufende Felspalte, deren Boden nicht erreicht werden konnte. Man führte die Unterfangungsblöcke jedoch bis etwa 5 m unter die Schneide (Abb. 4 und 5). Der Luftdruck war hierbei fast 3,5 Atmosphären. Anschließend wurde die Druckluftkammer gesäubert und betoniert. Der Beton wurde in den Brunnenschächten bis etwa 7,5 m über die Schneide geführt, dann wurde der Pfeiler auf dem Caisson aufgebaut. [Nach John N. Newell: Civil Engineering 26 (1956) Nr. 5, S. 307.]

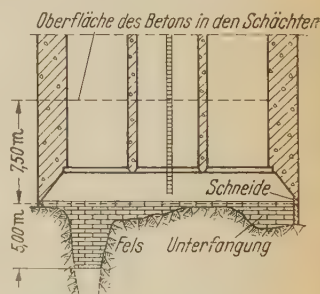


Abb. 5. Schnitt durch die Gründungssohle.

K. H. Seegers, Hamburg.

DK 627.825 : 627.83 (469)

Hochwasserentlastung portugiesischer Bogenmauern

Eines der schwierigsten Probleme bei der Konstruktion einer Talsperre tritt schon bei der Wahl der wirtschaftlichsten und sichersten Bauform auf. Diese Frage betrifft die Hochwasserabführung. Sie ist sogar eine der wesentlichsten aus der Vielzahl derer, die bei dieser Wahl mit einbezogen werden müssen. Außerdem ist sie eine der schwierigsten, weil die abzuführenden Hochwassermengen oft nur oberflächlich durch Schätzungen zu bestimmen sind. Häufig wird von den projektierenden Ingenieuren, soweit es die anderen mitbestimmenden Faktoren gestatten, zu der Bogenmauer gegriffen. Diese Bauform verfügt dank ihrer Form über große Festigkeitsreserven und gestattet häufig die einfache Entlastung über die Mauerkrone.

Die Ausführung der Hochwasserentlastung über Bogenmauern wechselt mit Mauerhöhe und Mauertyp. Bei nicht zu großen abzuführenden Wassermengen und Mauerhöhen unter 100 m wird das Hochwasser am wirtschaftlichsten frei über die Krone abgeführt. Im Falle einer am Mauerfuß gelegenen Kraftanlage sind sorgfältige Überlegungen notwendig. Hier eignet sich besonders die Bogen-Gewichtsmauer mit strömungstechnisch besonders angepaßter Ableitung an der Unterwasserseite, in deren Schutz die Kraftstation eingebaut wird. Dadurch verteuert sich die Anlage allerdings erheblich.

Wenn keine Kraftstation am Fuße der Mauer vorhanden ist, kann dann als am wirtschaftlichsten die Kuppelmauer mit freier Entlastung über die ganze oder einen Teil der Krone angesehen werden, wenn die topographische Lage eine solche Bauart gestattet.

Ist aber die Mauer höher als 100 m oder überschreitet die abzuführende Wassermenge den Betrag von $80 \text{ m}^3/\text{s}$ je Meter der überfluteten Krone, dann sind sehr sorgfältig alle Möglich-

keiten zu prüfen. Die größte Sicherheit kann dann manchmal auch eine Gewichtsmauer bieten.

Beim freien Überfall über die Mauerkrone läßt sich deren Form leicht analytisch bestimmen. Größere Schwierigkeiten entstehen aber, wenn die unterwasserseitige Mauerform strömungstechnisch ausgebildet werden muß oder wenn die Entlastung unsymmetrisch in die Mauer eingefügt ist. Die in allen Fällen notwendige Energievernichtung muß immer am Modell überprüft werden, da sie rechnerisch nicht erfaßbar ist. Der Wirkung dieser Anlage kommt ganz besondere Bedeutung zu, da diese Energie bei großen Gefällen und abzuführenden Wassermengen erheblich werden kann. Man zieht daher hin und wieder vor, die abzuführende Wassermenge durch Kanäle so abzuleiten, daß sie nicht in schießende Strömung übergeht.

Zur Auswahl der zweckmäßigen Mauerform werden zunächst mehrere kleinmaßstäbliche Modelle benutzt. Ein großes Modell dient zur abschließenden Schlußüberprüfung. Es läßt sich aber die Wirkung der Erosion mit Schäden an Flußbett und Ufern nicht am Modell ermessen. Gegen die Gefahr einer Unterhöhlung der Mauer oder der Widerlager durch Erosion wird daher fast immer das Flußbett betoniert. Eine Schwelle schließt das Tosbecken gegen den Fluß ab. Man verhindert so ein zu schnelles Abfließen und sichert eine gewisse Wassertiefe, bei der die wirkungsvollste Energievernichtung entsteht.

Wenn die Entlastung nur über einen Teil der Bogenmauern erfolgt oder wenn Wehröffnungen hierzu in diese eingefügt sind, wird die Gewölbewirkung unterbrochen. Elastizitätstheoretische Berechnung der hierdurch notwendigen Verstärkung ist langwierig und unsicher. Durch Messung am Modell wird daher dann auch meist schneller und zuverlässiger die Ausführung bestimmt. Bei dem ungeheuren Fortschritt in der Modelltechnik ist diese daher heute zu einem untrennbaren Bestandteil der statischen Berechnung und bei der Gestaltung einer Talsperre geworden.

Von den in Portugal neuerdings gebauten sechs großen Wasserkraftanlagen mit Bogenmauern von mehr als 60 m Mauerhöhe werden fünf über die Mauerkrone entlastet. Von den beiden derzeit sich im Bau befindlichen Anlagen wird eine als 110 m hoher Steinfülldamm ausgeführt, während die andere als überflutete 90 m hohe Bogenmauer ausgeführt wird. Bei diesen Bauwerken sind die modernsten Erfahrungen der ganzen

Welt verarbeitet worden. Für die Wahl der überfluteten Mauern waren wirtschaftliche Überlegungen ausschlaggebend.

Das schwierige Problem der Hochwasserabführung gleichzeitig über Mauer und Krafthaus meistert der französische Ingenieur A. Coyne mit der Skisprungentlastung. Diese hat er auch an den beiden Bogengewichtsmauern Castello do Bode und Vanda Nova angewandt. In Abb. 1 ist die Anlage Castello do Bode mit 110 m Höhe und angebautem Krafthaus im Grundriß dargestellt. Man erkennt dort auch die aus strömungstechnischen Gründen erforderliche Form. Diese Anlage kann 4000 m³/s durch zwei Öffnungen mit 14 × 10 m lichter Weite abführen. Diese Öffnungen sind durch Sektorwehre verschließbar. Wie man dem Grundriß entnimmt, wird der Strahl zusammengezogen und in die Flußachse umgelenkt. Damit wird durch Versprühung die Energie völlig vernichtet. Die Umlenkung verhindert trotz der beschränkten Platzverhältnisse eine Erosion des gegenüberliegenden Ufers.

Einfacher liegen die Verhältnisse dann, wenn nicht, wie bei dieser ersten großen Bogenmauern Portugals, mit Entlastung durch Überflutung das Kraftwerk am Mauerfluß liegt. Als Beispiel sei die 60 m hohe Kuppelmauer bei Bouca in Abb. 2 dargestellt, wo 2200 m³/s frei über die ganze Krone in 3,5 m hohem Fluß abgeführt werden. Das Wasser fällt in ein ausbetoniertes Tosbecken. Damit sich ein Wirbel bilden kann, der für die Energievernichtung notwendig ist, wurde die Krone in drei Teile aufgegliedert. Über den mittleren tieferen Teil werden zunächst 300 m³/s abgeführt, dann erst beginnen die beiden anderen Teile zu arbeiten. Mauerhöhe, Kronenlänge und Form wurden ebenso durch Modellversuche abgestimmt, wie die Form des Tosbeckens. Dieses sichert einmal die ausreichende Energievernichtung als den ungestörten Betrieb der am Ufer etwas tiefer gelegenen, für 500 m³/s ausgelegten Kraftanlage bei beliebigem Wasserstand des Unterwassers.

Als im vergangenen Frühjahr der Zezere ein Hochwasser von 1500 m³/s führte, bestätigten sich die Berechnungen und Untersuchungen. Diese Art der Hochwasserentlastung wirkt nicht auf die Mauer zurück. Sie bedingt auch keine baulichen Sondermaßnahmen. Allerdings muß eine Ausdehnungsspalte zwischen Mauer und Tosbecken angeordnet sein, damit beide Teile ungehindert sich bei den Temperaturänderungen dehnen können. Diese Art der Energievernichtung arbeitet auch nur dann einwandfrei, wenn durch symmetrische Anordnung gleich große Wassermassen gegeneinander geleitet werden.

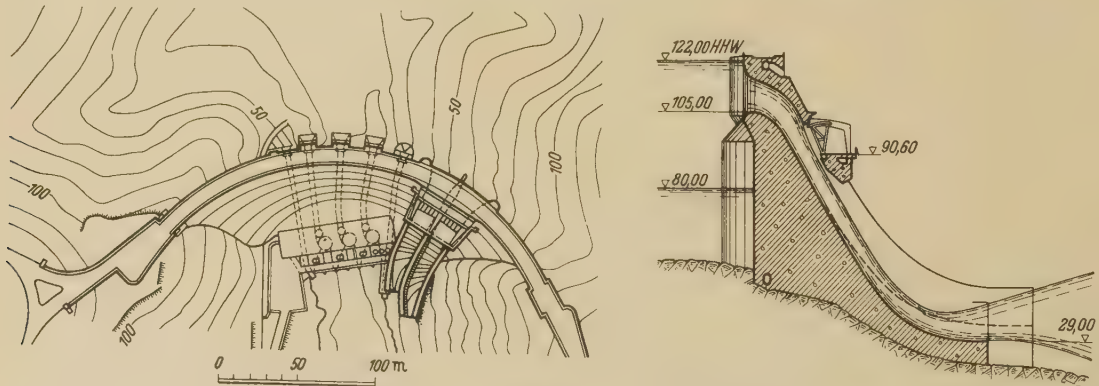


Abb. 1. Stauanlage Castello do Bode, Grundriß und Schnitt durch die rechte Entlastung.

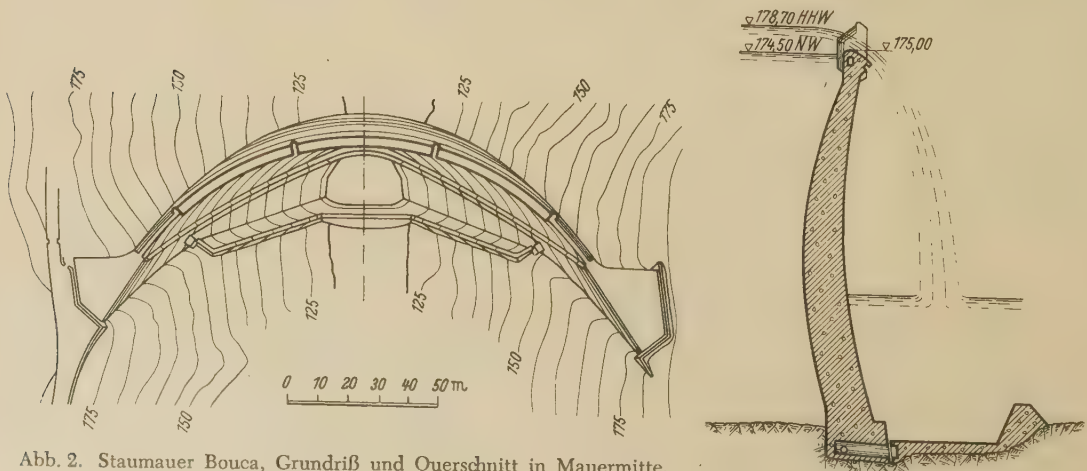


Abb. 2. Staumauer Bouca, Grundriß und Querschnitt in Mauermitte.

Bei den Gewölbestaumauern von Canicada (Abb. 3) mit 75 m Höhe und bei Salamonde werden die Hochwasser von 1700 m³/s durch Maueröffnungen abgeführt. Die eingefügten Kontrollwehre werden vom Wasserspiegel selbst gesteuert. Diese Bauweise benötigt nur kleine Tosbecken.

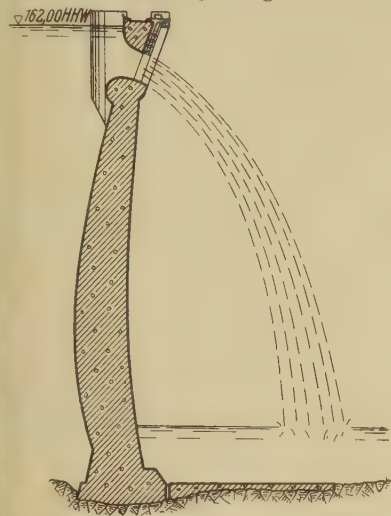


Abb. 3. Staumauer Canicada, Querschnitt in Mauermitte.

Bei der 135 m hohen Bogenmauer von Cabril war es unmöglich, mit der erforderlichen Sicherheit das mit 2000 m³/s geschätzte Hochwasser abzuführen. Es wurden daher nach vielfacher Überlegung und Prüfung an Modellen schließlich zwei Stollen in die Ufer für die Entlastung getrieben (Abb. 4).

Zur Zeit wird am Grenzfluß Duro die Staustufe Picote ausgebaut. Die topographischen und geologischen Verhältnisse sind hier

denkbar günstig. Der Fluß zwingt sich nämlich durch eine aus Granit bestehende Talverengung. Daher wird die

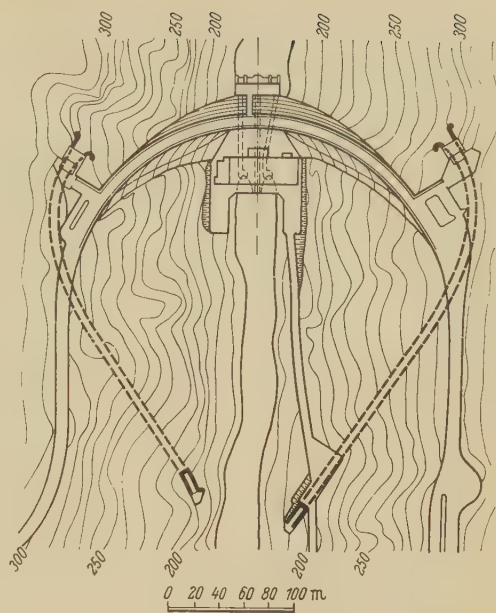


Abb. 4. Stauanlage Cabril, Grundriß.

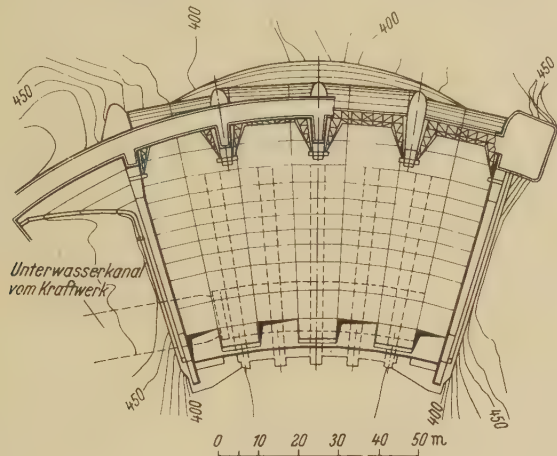


Abb. 5. Stauanlage Picote, Grundriß und Querschnitt in Mauermitte.

90 m hohe Bogenmauer nur eine 100 m lange Krone erhalten (Abb. 5). Es sind allerdings über sie 11 000 m³/s abzuführen. Um den Kraftwerksbetrieb immer aufrechterhalten zu können, wurde eine Skisprungentlastung gewählt, in deren Schutz das Turbinenunterwasser mündet. Das Kraftwerk selbst ist im rechten Ufer in einer Kaverne eingerichtet.

[Nach A. C. Xerez: Arch dams, Portuguese experience with overflow arch dams, Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 82 (1956) PO 3, Nr. 990.]

Dr.-Ing. Georg Menges, Stuttgart.

DK 69.024.4.057.65

Bewegliche Lehrgerüste beim Bau von Kugelschalen

Die städtische Festhalle in Dallas (Texas, USA) ist im Grundriß kreisrund bei einem Durchmesser von 90,00 m. Sie ist stützenlos durch eine rippenversteifte Kugelschale (Kugelsegment) aus Stahlbeton überdacht, die auf einem äußeren Stützring lagert. Schon bei Planung der Konstruktion wurde vor allem an einen möglichst wirtschaftlichen Bauvorgang gedacht und dadurch erhebliche Ersparnisse erzielt. Der Grundgedanke war, die Kugelschale bei der Herstellung in 16 sphärische Dreiecke zu zerlegen, so daß sich je zwei gegenüberliegende Teilabschnitte, die gleichzeitig hergestellt wurden, nach der Ausrüstung gegeneinander abstützen konnten. Dazu war jedoch noch im Scheitel eine 16eckige Platte von 6,70 m Durchmesser notwendig. Dadurch, daß stets nur $\frac{2}{16}$ der gesamten Dachfläche ein-

zurüsten waren, konnten die beweglichen Lehrgerüste samt Schalung insgesamt achtmal verwendet werden.

Der Durchmesser der eigentlichen Kugelschale konnte auf 62,00 m ermäßigt werden, da der Stützring rd. 15,00 m breit ausgebildet wurde. Dieser ist im Querschnitt leicht gekrümmt und ruht auf 32 Stahlbetonträgern als Kragarme der 32 Randstützen (Abb. 1). Diese Stützen sind 21,4 m hoch. Den 32 radial gerichteten Kragarmen der Stützen entsprechen 32 radiale Rippen in der eigentlichen Kugelschale. Die Schalendicke beträgt im Bereich der Kragarme 10 bis 15 cm, zwischen den Rippen der Kuppel nur 7,5 bis 10 cm.

Die Entwurfsbearbeiter, Ammon & Whitney, Consulting Engineers, New York, geben an, daß durch diese von ihnen vorgeschlagene Anordnung der Bedarf an Beton und Bewehrungsstahl nur unwesentlich höher war als für eine durchgehende Kugelschale von 90 m Durchmesser. Demgegenüber sollen die Ersparnisse an Rüstungs- und Schalungskosten insgesamt 50 % betragen haben, auch gegenüber denen, die bei Herstellung einer Kuppel aus Stahlkonstruktion entstanden wären. Der Umstand, daß keine Bauteile mit verwickelten Formen zu schalen waren, hat ebenfalls zur Kostenersparnis beigetragen.

Die Rüstungen bestanden aus einem festen Turm in der Mitte zur Herstellung und Unterstützung der kleinen Platte im Scheitel und aus vier beweglichen Lehrgerüsten, zwei auf jeder Seite des festen Turmes, von denen die äußeren der Herstellung der Kragarme an den Außenstützen samt darüberliegenden Stützringabschnitten dienten.

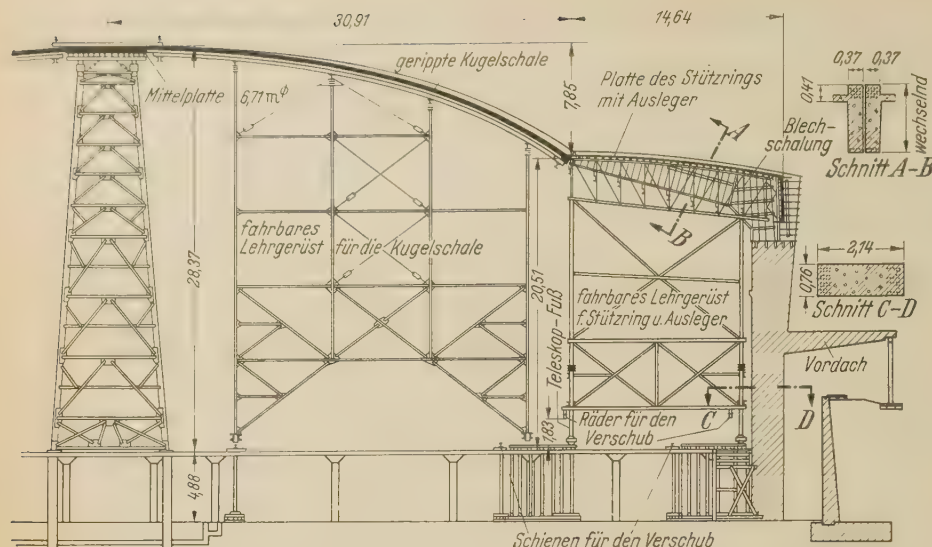


Abb. 1. Querschnitt durch die Konstruktion mit Darstellung der Einrüstung (eine Hälfte).

Da jedoch die Randstützen die einseitige Last des fertigen Daches auch im Montagezustand aufnehmen konnten, durften die äußeren Lehrgerüste den inneren um ein oder mehrere Felder bei der Betonierung voreilen. So wurden die ersten äußeren Abschnitte des Daches bereits betoniert, während die Stahlkonstruktion des Turmes im Mittelpunkt fertiggestellt wurde (Abb. 2) und noch bevor die inneren Lehrgerüste aufgestellt waren.

Auch die beweglichen Lehrgerüste bestanden aus Stahlkonstruktion, von denen die beiden Einheiten für die Kugelschale



Abb. 2. Blick auf die Baustelle mit Mittelturm (links) und äußerem Lehrgerüst.

je 45 t, die für Kragarme und Stützring je 60 t wogen. Bei den inneren Lehrgerüsten wurden die Räder während des Betonierens durch Hebeböcke entlastet; die Feinausrichtung der Schalung war über Hubspindeln unmittelbar unter dieser möglich. Die äußeren Lehrgerüste standen während des Betonierens auf teleskopartig verstellbaren Stützenfüßen. Die nicht unbedeutenden Einzellasten mußten von der Stahlbeton-Kellerdecke aufgenommen werden, die dazu durch eine wandernde Unterstützung aus Holz abgestützt wurde.

Die Räder der Lehrgerüste liefen beim Verfahren auf Schienen, die konzentrisch zum Mittelpunkt des Gebäudes auf der

Kellerdecke verlegt waren. Während die inneren Gerüste beim Freisetzen direkt auf die Schienen gestellt werden konnten, mußten die äußeren Gerüste zunächst um etwa 5,0 m in Richtung Mittelpunkt bewegt und dann durch Einziehen der Teleskopstützenfüße um 1,83 m abgesenkt werden, bevor sie verschoben werden konnten.

Die Schalungsträger der äußeren Lehrgerüste waren Fachwerkträger von 12,00 m Spannweite. Bei den inneren Lehrgerüsten genügten, bei etwa 6,00 m Stützweite, I-Profile als Schalungsträger. Die Schalung bestand aus 5 mm dicken Blechtafeln, die durch gepreßte Bleche ausgesteift waren. [Nach Engng. News-Record 156 (1956) Nr. 17, vom 26. April 1956, S. 44.]

A. Ohlemutz, Frankfurt a.M.

DK 626 (282.243.14 Elsaßkanal)

Die Haltung Fessenheim des Großen Elsaß-Kanals

I. Allgemeine Übersicht

Die Schiffsanlagen der Haltung Fessenheim bestehen im einzelnen aus dem Zubringerkanal, dem Schiffskanal mit den Schleusen und dem Rückleitungskanal zum Rhein.

1. Der Zubringerkanal ist für eine Wasserführung von 1080 m³/s bei einer größten Wassergeschwindigkeit von 1,2 m/s bemessen. Bei einer Länge von 14,8 km dient er gleichzeitig der Schifffahrt und als Zubringer zum Wasserkraftwerk. Er beginnt auf km 21 unterhalb Ottmarsheim und führt bis zu einem Mitteldamm, der den Schiffskanal vom Kraftkanal trennt. Bis zum km 33,845, also auf 12,845 km Länge, ist sein Normalquerschnitt ein Trapez mit 80 m Sohlenbreite und 1:3 geneigten Böschungen. Sein Gefälle ist 7 cm/km, der kleinste Krümmungshalbmesser 2000 m. Auf seiner Endstrecke von km 33,845 an verbreitert er sich und bildet ein Wendebecken von 600 m Länge und 200 m Breite.

2. Schiffskanal und Schleusen. Der 1900 m lange Schiffskanal beginnt am Wendebecken und verläuft zum Rhein. Er enthält den oberen Vorhafen, die Schleusen und den unteren Vorhafen. Der obere Vorhafen ist 1000 m lang. Seine Breite beträgt in 3 m Tiefe unter dem niedrigsten Wasserspiegel 75 m. In der Nachbarschaft der Schleusen ist er zur Aufnahme von Fahrzeugen auf 185 m Länge zusätzlich um 30 m verbreitert.

Die beiden Zwillings Schleusen haben eine nutzbare Länge von 185 m und Breiten von 25 m und 12 m. Der untere Schleusen-Vorhafen ist 600 m lang und in 3 m Tiefe unter dem niedrigsten Wasserspiegel 100 m breit. Die größere Länge des oberen Vorhafens gestattet den zu Tal fahrenden Schleppzügen anzuhalten ohne Anker werfen zu müssen. Der untere Vorhafen muß möglichst vielen Schiffen Raum bieten. Seine Breite ist mit 100 m so bemessen, daß die großen Rheinschlepper von 4000 PS wenden und zurücklaufen können. Auf dem Kanal können auch die größten Lastkähne von kleinen 400 PS-Schleppern oder von Selbstfahrern weiter geschleppt werden. Vielfach werden auch zu Tal fahrende Schiffe im unteren Vorhafen bei nebligem Wetter vor der Weiterfahrt zum Rhein auf günstigeres Wetter warten müssen.

3. Der Rückleitungskanal zum Rhein. Er hat eine Sohlenbreite von 150 m, die Wassergeschwindigkeit übersteigt nicht 1,0 m/sec.

II. Schleusen

1. Allgemeines

In Fessenheim hat man die früher übliche Anordnung (Kembs 1932) verlassen, bei der für jede Haltung zwei Zwillings Schleusen von 25 m Breite und 100 bis 185 m Länge vorgesehen waren, da seit der Inbetriebnahme der Haltung von Kembs die Zahl der damals auf dem Rhein verkehrenden Schaufelradschlepper zurückgegangen ist, während die Zahl der Tunnelschraubenschlepper und Selbstfahrer wächst. Im Hinblick darauf, daß bei der Talfahrt die Kähne paarweise gekoppelt

fahren, hat man nur eine große Schleuse von 23 m Breite und 185 m Länge beibehalten, während die zweite bei gleicher Länge nur 12 m breit ist. Diese kleine Schleuse kann zwei hintereinander liegende Selbstfahrer aufnehmen. Das Ein- und Ausfahren ist hier bequemer als in Kembs, wo die Schiffe nebeneinander liegen.

Die Obertore der Schleusen sind Stemmtore, die Untertore — Hubtore, die im oberen Teil durch eine feste Schürze ersetzt sind. Die Abdichtung der Untertore erfolgt durch Gummi an biegsamen lotrechten Metallplatten, so daß der Druck der Tore sich ausschließlich auf die Pfeiler überträgt. Die große lichte Höhe der Kammer gestattet den Schiffen, unter der oberen Schürze durchzufahren, da auch bei höchstem Wasserstand eine freie Durchfahrtshöhe von 7 m vorhanden ist.

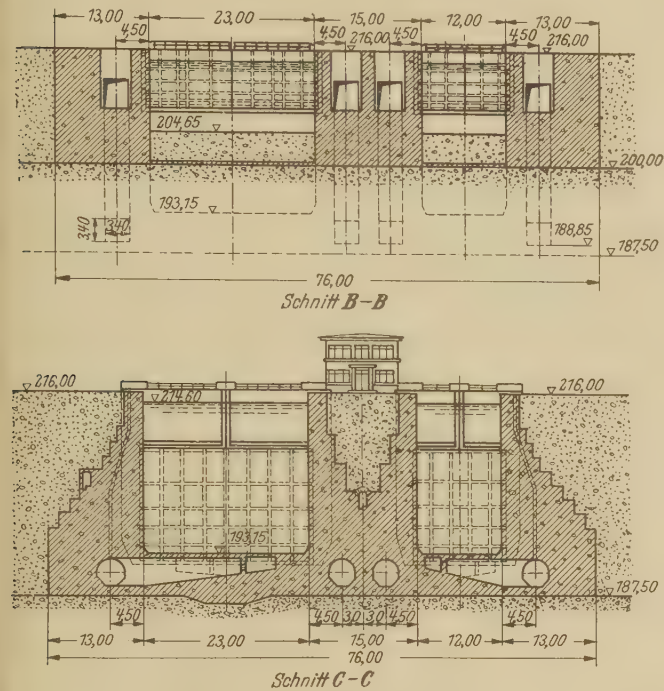


Abb. 1. Querschnitte der Schleusen.

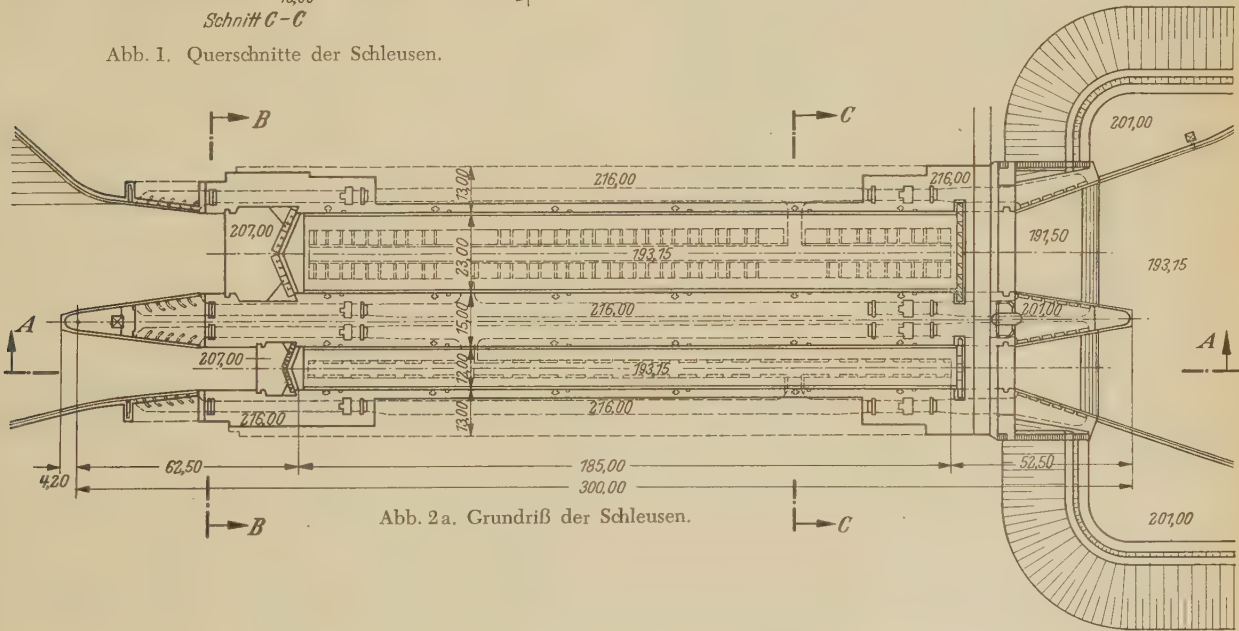


Abb. 2a. Grundriß der Schleusen.

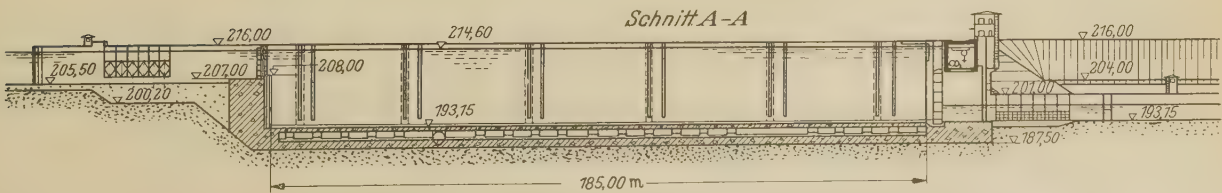


Abb. 2b. Längsschnitt A-A.

2. Querschnitte (Abb. 1)

Die Schleusenmauern sind massiv aus Stampfbeton mit Abtreppungen an der Rückseite ausgebildet. Der Mittelpfeiler ist im unteren Teil ebenfalls massiv, im oberen bildet er einen mit Geröll gefüllten Kasten. Die Wände und Pfeiler sind auch im ungünstigsten Belastungsfall und bei Berücksichtigung des Auftriebs für sich standsicher. Sie stehen auf + 187,5 m auf sandig-kiesigem Grund und reichen bis zur Höhe + 216 m. Die Sohle ist als umgekehrtes Gewölbe ausgebildet. Sohle und Wände sind gelenkig voneinander getrennt. Längs der linken Schleusenmauer und am Boden des Kastens im Mittelpfeiler sind Entwässerungsgalerien vorgesehen.

3. Schleusenhäupter

Die Häupter beider Schleusen sind auf die gleiche, zur Längsachse des Schiffahrtskanals senkrechte Querachse ausgerichtet. Sie bilden Verlängerungen der Kammerwände. Die Abfallmauern zwischen den Oberhäuptern und den Kammern sind selbständige Massive und reichen bis zur Höhe + 208 m. Oben tragen sie eine Schwelle, gegen die sich die Torflügel der Obertore lehnen. Diese sind gewöhnliche Stemmtore aus Stahl. Sie sind mit Auftriebkammern zur Entlastung des Drehzapfens versehen. Die Zeit zum Öffnen und Schließen der Tore beträgt für die größere Kammer 2 Min, für die kleinere 1 Min.

Die Unterhäupter sind massive Betonblöcke, zwischen denen die ebenfalls massive Sohle eingebaut ist. Oberhalb der für die Durchfahrt der Schiffe vorgesehenen lichten Höhe liegt über der Toröffnung eine feste Betonschürze, die die lotrechten Wandblöcke miteinander verbindet. Die Hubtore sind als stählerne Schützen ausgebildet, deren Hauptträger waagrecht liegen und den auf dem Tore ruhenden Wasserdruck ausschließlich auf die Wandblöcke übertragen. Das Tor der großen Schleuse wiegt 361 t, das der kleinen 170 t. Ihre Gewichte werden durch regelbare Gegengewichte von 371 bzw. 195 t ausgeglichen. Die Tore und ihre Gegengewichte hängen an Drahtseilen von 50 mm Φ . Das große Tor hat an jeder Seite 9, das kleine 6 Drahtseile. Die Hebevorrichtungen bestehen aus je zwei Motorwinden, die im Hohlkörper der Schürze untergebracht sind. Die Motorwinden sind durch eine verbindende Welle, auf die gleichzeitig ein in der Torachse untergebrachter Hilfsmotor einwirkt, synchronisiert. Jede Motorwinde der großen Schleuse leistet 55 PS. Die Rollbahnen und die Aufhängeketten sind in seitlichen Nischen untergebracht.

Die obere feste Schürze besteht aus zwei in die Wände eingespannten, über die halbe Kammerbreite reichenden Konsolträgern. Der Querschnitt dieser Stahlbetonschürze ist ein rechteckiges Rohr. Durch die Zweiteilung ist volle Unabhängigkeit der beiderseitigen Schleusenwände erzielt. Die waagrechte Oberfläche der Schürze dient als Dienststeg, im Innenraum der Schürze sind die Hubwerke untergebracht.

4. Die Einrichtung zum Füllen und Leeren der Schleusenkammern

Das Füllen und Leeren der Kammern geschieht durch in den Kammerwänden angeordnete, vom Oberhaupt zum Unterhaupt durchgehende Kanäle (Abb. 2). Die Einlauföffnungen befinden sich in den Vorschleusen unmittelbar vor den Oberhäuptern. Sie sind so geformt, daß sie einen möglichst wirbelfreien Wassereintritt in die Kanäle gewährleisten. Der Querschnitt der Umlaufkanäle setzt sich aus einer unteren halbkreisförmigen Rinne und einem oberen halbkreisförmigen Gewölbe zusammen. Sie sind für 5,0 m/s Mindestgeschwindigkeit des Wassers bemessen.

Als Verschlüsse der Kanäle dienen mit Leder gedichtete Rollkeilschützen. Besondere Wichtigkeit wurde der Erzielung eines wirbel- und stoßfreien Wassereintritts in die Schleusenkammern beigemessen. Auf Grund von Modellversuchen wurde folgende Anordnung gewählt: von den beiden Längskanälen in den Schleusenkammern gehen zwei Querkäle aus: der erste auf einer Seite in $\frac{1}{4}$ der Kammerlänge, der zweite auf der anderen Seite in $\frac{3}{4}$ der Länge. Beide münden in einen mittleren Kanal in der Kammersohle. Vom mittleren Kanal gehen nach beiden Seiten kurze Stichkanäle aus, aus denen das Wasser durch Stahlbetonroste mit dicken Gitterstäben nach oben in die Kammern austritt (Abb. 3). Dadurch ist während

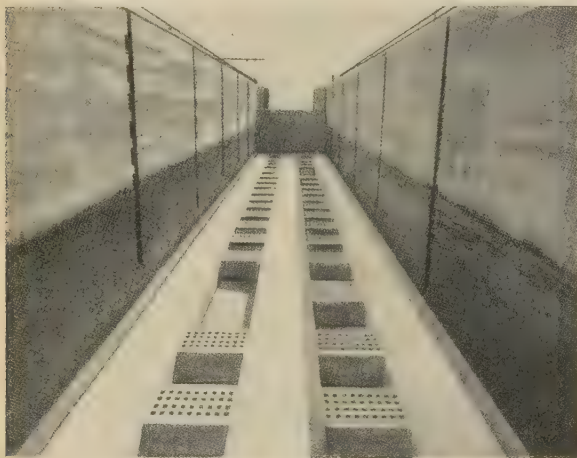


Abb. 3. Die große Kammer gegen das Obertor gesehen.

der ganzen Schleusungsdauer ein sehr ruhiger Wasserspiegel im Innern der Kammer erzielt. Gleichzeitig ergeben sich dadurch sehr geringe Beanspruchungen der Halteseile der Schiffe. Um schließlich beim Leeren der Kammer eine ruhige Einleitung des aus der Kammer in den unteren Hafen strömenden Wassers zu erhalten, sind vor die Mündungen der Längskanäle zwei Beruhigungskammern vorgeschaltet, in denen das Wasser nach passieren von Stahlbetonrechen den größten Teil seiner Energie verliert. Dadurch werden Störungen eines aus dem Unterhafen in eine Kammer einfahrenden Schiffes vermieden, die auftreten könnten, wenn gleichzeitig die andere Kammer entleert wird.

5. Betrieb der Schleusen

Auf Anordnung der Commission Centrale du Rhin darf im Oberhafen die mittlere Wassergeschwindigkeit von 0,2 m/s in keinem Fall überschritten werden. Mit Rücksicht auf den für die Schifffahrt im Oberhafen erforderlichen geringsten benetzten Querschnitt, ergab sich eine größte zulässige Wasserentnahme von etwa 115 m³/s. Um mit dieser Wassermenge eine möglichst große Steiggeschwindigkeit zu erzielen, wurde bestimmt, daß niemals beide Kammern zu gleicher Zeit gefüllt werden sollten. Als größte Steiggeschwindigkeit wurde für die kleine Kammer 3 m/min und für die große 1,5 m/min festgelegt. Da diese Steiggeschwindigkeit nicht während der ganzen Schleusungszeit gleichmäßig eingehalten werden kann, ist sie durch entsprechendes Ziehen der Schützen möglichst schnell zu treffen und danach zu halten.

Die Schleusungsdauer beträgt bei 17 m Gefälle für die kleine Kammer 11 min, für die große 17 min, davon entfallen auf das Schließen oder Öffnen des Untertors 3 min, der Obertore der kleinen Schleuse 1 min, der großen 2 min. Die Bedienung der Schleuse erfolgt von einem Kommandostand aus, der sich auf der Mittelwand des Unterhaupts befindet und einen Überblick über beide Schleusen gewährt. Hier sind auch alle Bedienungs- und Kontrollapparate untergebracht.

6. Die Ausrüstung der Schleusen

Zum Einschleppen der Schiffe in die Schleusen dienen 6 Spills: je eins auf jeder Seite auf dem Oberhaupt unmittelbar beim Einlauf, je eins am oberen und unteren Ende auf der Krone der Mittelwand und je eins auf jeder Seite des Unterhaupts. In den Vorhäfen und auf den Schleusenmauern dienen feste Poller und Halteringe zum Festmachen. Innerhalb der Kammer machen die Schiffe an schwimmenden Pollern fest, die die Zugkräfte der Haltetaue auf in den Beton eingelassene Metall-Rollbahnen übertragen.

Die Obertore werden durch quer zur Einfahrt gespannte Ketten vor Stoßen einfahrender Schiffe geschützt. Ein Ende der Kette ist an der Schleusenwand federnd befestigt, das andere wird durch ein Gegengewicht gespannt. Dieses ist so bemessen, daß die lebendige Kraft eines mit der Geschwindigkeit von 0,3 m/s gegen die Kette stoßenden 1200 t-Schiffes nach 4 m vernichtet ist. Bei offenen Toren legt sich die Kette auf die Vorschleusensohle. Die Betonschürze des Untertors ist durch einen waagerechten, starren Stoßbalken in der Höhe des Oberwasserspiegels geschützt. Er hat eine elastische Lagerung, die sich durch den Stoß eines Schiffes zusammendrückt und eine allmähliche Bremsung bewirkt. Die Vorrichtung ist imstande ein 1200 t-Schiff bei 0,3 m/s Fahrgeschwindigkeit auf 30 cm Bremsweg anzuhalten.

III. Die Befestigung des Kanalbettes

Alle Oberflächen, die unter dem niedrigsten Wasserspiegel liegen, sind mit Beton verkleidet. Auf der Kanalsohle und den Böschungen im Einschnitt sind die Verkleidungen an Ort und Stelle 13 bis 15 cm stark mit Straßenbaumaschinen bzw. Böschungsbetonierern „Dingler“ hergestellt. Für Böschungen im Auftrag wurden vorbereitete Betonplatten von 9 cm Stärke verwendet. Insgesamt waren 1 831 000 m² zu bekleiden, was rund 272 500 m³ Beton entspricht.

Die Platten wurden nach dem Verfahren „Vacuum Concrete“ hergestellt das ein Ausschalen bereits am Tage nach dem Betonieren gestattet und dadurch wenig Schalungen erfordert. Die Abmessungen der Platten sind 7,5 × 3,0 × 0,09 m, ihr Gewicht bei 2 m³ Inhalt gegen 5 t. Die Bewehrung wurde durch eine Flechtmaschine in Form einfacher Matten von 7,46 × 2,95 m Größe aus nichtrostendem Stahl mit 0,2 × 0,2 m Maschenweite hergestellt. Die Platten wurden auf einer Betonunterlage mit seitlichen Schalungswänden gegossen. Auf die Oberfläche des frischen Betons wurde ein Baumwolltuch als Filter gelegt, um Durchsickern der Zementteilchen zu verhindern. Mittels eines Kranes wurde auf das Tuch eine Deckelplatte System „Vacuum“ gelegt, die aus vielen in einem Rahmen gehaltenen Metallplättchen besteht. Unter den Deckel wurde noch ein feinmaschiges Drahtnetz gelegt. Danach wurde die Luft zwischen dem Beton und dem Deckel durch quer zur Deckelplatte angeordnete Mundstücke abgesaugt. Der Deckel blieb 10 Minuten lang unter Druck.

Während dieser Zeit ist der Beton einem Druck von 180 t ausgesetzt, der das Gerippe zusammenpreßt und einen Teil des Anmachewassers hinausdrückt. In 10 Minuten ist dem Beton $\frac{1}{100}$ Liter Wasser entzogen und die Plattenstärke um 4 mm geringer geworden. Nach Ablauf der 10 Minuten wird der Deckel abgehoben und auf die nächste Platte gelegt. Das Tuch wird ausgewaschen und kann 200 mal wieder verwendet werden. Der Beton erhält durch diese Behandlung ein dichtes Gefüge, das keinen Tropfen durchläßt.

Zum Verlegen werden die Platten von einem mit Plattenhebern versehenen Kran vom Lager genommen und zur Baustelle gefahren. Hier werden sie von zwei Kranen aufgenommen und auf ihren Platz versetzt. Wenn eine größere Fläche mit Platten belegt ist, wobei 3–4 cm Zwischenräume frei bleiben, werden die Verbindungsseile verbunden, nach unten abgebogen und schließlich mit Mörtel vergossen. In 9stündigem Arbeitstag wurden 80 bis 100 Platten verlegt, während die Herstellung von 100–120 Platten 2 solcher Arbeitstage erforderte.

Die Erdarbeiten wurden durchweg im Trockenen ausgeführt. Es waren rund 21 Mio. m³ Boden zu bewegen, von denen 20 Mio. auf den Aushub der Kanäle entfallen, der Rest auf Baugruben. Die Arbeiten wurden 1952 begonnen und werden voraussichtlich Ende 1956 abgeschlossen sein.

[Nach René Bouchet: Travaux 40 (1956) No. 259. S. 225]
E. Jacoby, Lübeck.

DK 725.4 : 655.1/.3 (420)

Die neuen Druckereigebäude der Bank von England

In der Umgebung von London, in Debden (Essex), liegt die neue Druckerei der Bank von England, deren Bau nötig wurde, weil sich der Notenumlauf seit 1945 um fast die Hälfte vermehrte. Die Anlage besteht aus einem von Ost nach West sich erstreckenden Hauptgebäude, 240 m lang, 38 m breit, zwei südlich davon liegenden Betriebshallen und einem Verwaltungsgebäude. Abseits davon, durch einen unterirdischen Gang damit verbunden, liegen Wirtschaftsgebäude, enthaltend Küche, Speisesaal, Räume zur Erholung und Versammlung.

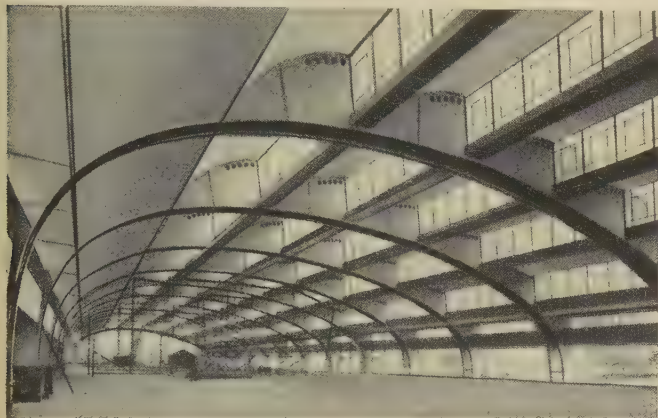


Abb. 1. Innenansicht der Haupthalle.

Im Hauptgebäude, das sich längs der Eisenbahn erstreckt, läuft das Papier beim Druck der Noten ohne Unterbrechung durch. Durch die Vermeidung unnützen Weges erspart man fast die Hälfte der in der alten Anlage entstehenden Kosten (Abb. 1 und 2). Die 22 doppelwandigen Bogenbinder aus vorgespanntem Stahlbeton haben etwa 10,8 m Abstand und sind nach einer Ellipse geformt, deren große Achse von Süden nach Norden geneigt ist. Diese Form erzielt kleine Widerlager. Durch die zwischen den Bindern gespannten Sagedächer fällt das Licht von Norden ein und wird vermöge der Schräglage der Binder gleichmäßiger über den Boden verteilt als bei der üblichen geraden Form von Sheddächern. Ferner ist die Innenansicht wesentlich schöner.

Die 228 mm starken vollwandigen Bogenwände haben 38,125 m Stützweite und sind 1,067 m voneinander entfernt,

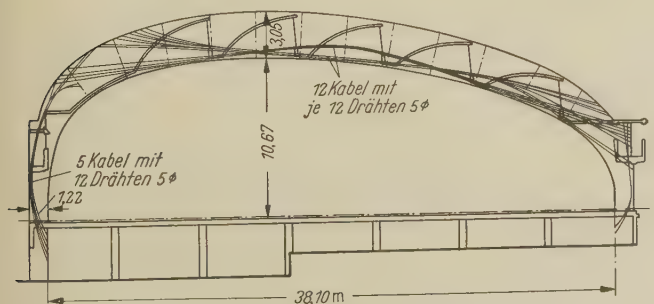


Abb. 2. Querschnitt der Haupthalle.

so daß Versorgungsleitungen zwischen ihnen verlegt werden können. Sie sind aus 5 t schweren Einzelteilen zusammengesetzt und nach System Freyssinet vorgespannt (Abb. 2). Über den



Abb. 3. Aufstellung der Haupthalle.

Widerlagern liegen Besichtigungsstege aus vorgefertigten Teilen. Die Einzelteile wurden in zwei gleichen Schalungen am Boden liegend angefertigt, mit Öffnungen für die Leitungen versehen, durch 2 Derricks mit 36 m langem Ausleger auf Gerüste gehoben (Abb. 3) und durch vorgespannte Kabel miteinander verbunden. Die Kabelkanäle sind aus Gummi. Die verbindenden Schalen wurden in endgültiger Lage eingeschalt, von einem Widerlager zum andern fortschreitend. Für die Herstellung eines Binderfeldes genügten 7 Tage.

Den Querschnitt des Baues für die Hauptdruckerei südlich davon zeigt Abb. 4. Die Sagedächer sind wie im Hauptbau ausgebildet und werden von T-förmigen Bindern getragen, die in 4 Gruppen zu je 4 angeordnet sind. Das untere Stockwerk ist als Pilzdecke ausgebildet. Die Hauptträger wurden eingeschalt und zunächst abgestützt. Die Schalen der Sagedächer wurden an ihren Platz gehoben, mit den Kragträgern vermörtelt und das Ganze längs und quer vorgespannt. Die Stützen der Kragarme konnten dann entfernt werden.

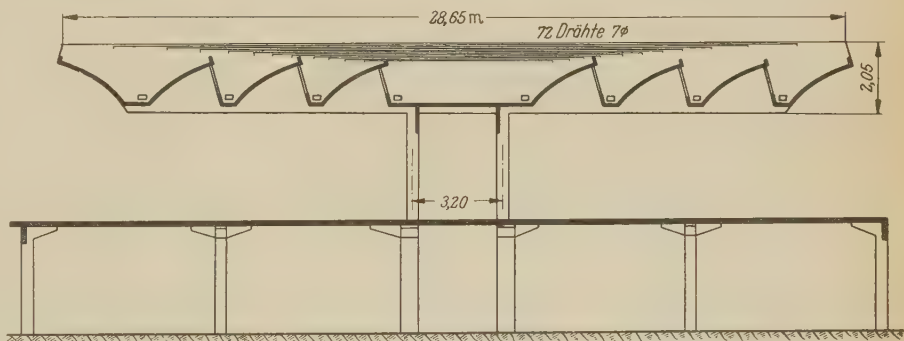


Abb. 4. Querschnitt der Hauptdruckerei.

Die Verwaltungsgebäude haben eine nüchterne Architektur und sind Stahlskelettbauten mit Backsteinfüllung. Der 18 m breite Speisesaal wird durch 3 zylindrische Schalen überdeckt, die sich über die ganze Länge von 27 m frei tragen. Der Saal für Versammlungen hat den aus Abb. 5 zu ersehenden Quer-



Abb. 5. Dach über dem Versammlungssaal.

schnitt. Die 3 Schalen, zusammen etwa 18 m breit, tragen sich zwischen den beiden Giebelrahmen über 19 m frei. [Nach La Technique des Travaux 32 (1956) Nr. 5—6, S. 153.]

W. Ihlenburg, Frankfurt (Main).

Buchbesprechungen

DK 624.072.23.04 + 624.074.04 (023) = 2

A. L. L. Baker: **The Ultimate-Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames.** 91 S. Gr. 15 × 23 cm, 45 Abb. Concrete Publications Limited, London 1956. Gzln. ca. 11,— DM.

Die Berechnung eines statisch unbestimmten, schlaff oder vorgespannt bewehrten Stahlbetontragwerkes wird widerspruchsvoll, wenn einerseits bei der Querschnittsbemessung das Formänderungsverhalten der beiden Baustoffe Beton und Stahl im nicht-elastischen Bereich berücksichtigt wird, andererseits aber die Spanngößenberechnung für das erste oder zweite Stadium des Arbeitens des Verbundquerschnitts durchgeführt wird. Dem Beispiel des Stahlbaus folgend wird auch im Stahlbetonbau das Ziel der Tragberechnung von Gesamttragwerken angestrebt.

Einen maßgebenden Anteil an der Erforschung des Tragverhaltens von Durchlaufträgern und Rahmentragwerken und an der Entwicklung einfacher Tragberechnungsverfahren hat die von A. L. L. Baker geleitete Forschergruppe am Imperial College, London. Bakers Buch bietet nach einer Betrachtung über den anzuwendenden Lastfaktor eine Zusammenfassung der wesentlichen Teile von dreißig in den letzten Jahren entstandenen veröffentlichten und unveröffentlichten Arbeiten von ihm und seinen Mitarbeitern. Das auf der Grundlage der Versuchsergebnisse von B. entwickelte Tragberechnungsverfahren für Rahmentragwerke wird in allgemeiner Form dargelegt und darauf an Hand von Beispielen erläutert. Es beruht auf der Bestimmung sicherer statisch zulässiger Spannungszustände durch Redistribution der Momente in zum vollständigen Momentenausgleich nicht hinreichend verdrehungsfähigen Fließgelenken. Eine Einbeziehung der begrenzten Verdrehungsfähigkeit der Fließgelenke in die Rechnung, deren Notwendigkeit man bei biegesteifen Stahlstabenwerken durch Aufstellung von Kriterien und Gebrauchsformeln zu umgehen versucht, ist im Falle des Stahlbetons unumgänglich notwendig. Das angegebene Probiervorgehen gestattet dennoch einen für die praktische Anwendung gut geeigneten einfachen Rechnungsgang.

Das wertvolle kleine Buch dürfte für den wissenschaftlich und den praktisch tätigen Stahlbetoningenieur von gleichem Interesse sein. Th. Jaeger, Rostock.

DK 69.002.5 (022) = 3

Walch, Prof. Dr.-Ing. habil. O., ehem. Unesco Expert at the Indian Institute of Technology, Kharagpur/Indien: **Baumaschinen und Baueinrichtungen.** 1. Band, Baumaschinen. X, 302 S., Gr. 8°, mit 291 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956. Gzln. 37,50 DM.

Der Verfasser hat sich vorgenommen, die maschinelle Einrichtung von Baustellen in einem dreibändigen Werk zu behandeln. In dem vorliegenden 1. Band werden die heute verfügbaren Baumaschinen im Hinblick auf ihre Arbeitsweise und ihre Anwendungsmöglichkeiten beschrieben. Auf maschinen-technische Fragen und konstruktive Einzelheiten wird dabei absichtlich nicht eingegangen. Die Gliederung des Stoffes ist deshalb auch nach dem Verwendungszweck der Maschinen durchgeführt. Es werden der Reihe nach gebracht: Maschinen für Erd- und Felsarbeiten, für Gründungsarbeiten, für Transport und Heben, für die Aufbereitung der Zuschlagstoffe, der Betonbereitung und für die Herstellung von Straßendecken. Schematische Strichzeichnungen und Lichtbilder tragen zur Veranschaulichung der einzelnen Baumaschinen bei. Als Beurteilungsgrundlagen für den Einsatz sind eine Anzahl von Zahlentafeln eingefügt, die die technischen Hauptdaten der Geräte enthalten.

Das Buch vermittelt einen guten Überblick über die Vielzahl der maschinellen Hilfsmittel für den Baubetrieb und ihre Einsatzmöglichkeiten. Es wird daher sicherlich sowohl von dem in der Ausbildung begriffenen, als auch von dem bereits in der Praxis stehenden Bauingenieur gern zur Hand genommen werden, zumal es die Grundlage bildet für die noch zu erwartenden Bände über Baueinrichtungen und praktische Beispiele.

A. Vierling, Hannover.

DK 624.27 (022) = 3

Unger, Dr.-Ing. Hans, Dresden: **Massivbrücken, Teil 1: Platten- und Balkenbrücken.** 400 S. Gr. 17 × 23 cm, mit 407 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1956. Gzln. 26,— DM.

Das vorliegende Buch stellt den 1. Band eines Werkes über Massivbrücken dar und behandelt die Platten- und Balkenbrücken; der angekündigte 2. Band soll die Bogen- und Rahmenträger, Lehrgerüste, Entwässerung und Abdichtung, Baustelleneinrichtung zum Gegenstand haben.

Im einzelnen umfaßt der 1. Band die Plattenbrücken, die Balken- und Plattenbalkenbrücken, die Trägerrostbrücken und die vorgespannten Balkenbrücken sowie die dazugehörigen Pfeiler, Widerlager, Lager und Gelenke, Auflagerquader und Auflagerbänke. Die konstruktiven Aufgaben werden stets mit den damit zusammenhängenden Fragen der Statik und der Festigkeitslehre behandelt; nur für schwierigere Fragen der Elastizitätstheorie soll der Leser auf weitere Literatur zurückgreifen. Die Festpunktmethode für durchlaufende Balken, die Ermittlung von Einflußlinien mit Hilfe von Zustandslinien oder die Plattengleichung $\Delta \Delta = p/D$ abzuleiten, erscheint allerdings auch im Rahmen eines solchen Programms etwas weitgehend. Zahlreiche Berechnungsbeispiele sollen den Leser im Studium unterstützen; in derartigen Beispielen werden behandelt die Anwendung der Hilfstafeln von Rüsch für die Bemessung von Fahrbahnplatten und der Einflußfelder nach Pucher, die Berechnung einer zweiseitig gelagerten Platte nach den Tafeln von Olsen und Reinitzhuber, die Berechnung eines dreiteiligen Hohlkastenquerschnitts auf Torsion nach einem Näherungsverfahren, die Berechnung eines Trägerrosts nach Leonhardt und Andrä, der Knicksicherheitsnachweis eines Pfeilers nach Vianello, die Näherungslösung des Scheibenproblems einer Pfeilerwand, die durch einzelne Auflager belastet ist, die Berechnung eines Rollenlagers mit den Hertzschen Formeln u. a. m.

Die einschlägigen Normen und Bestimmungen, zum Beispiel DIN 1071, 1072, 1075, 1182, werden z. T. ausführlich wiedergegeben.

Das Buch soll den „allgemeinen Brückenbauer“, und zwar den jungen Fachkollegen, auch den Studierenden von Fachschulen, ansprechen. Hierfür kann es bestens empfohlen werden.

A. Mehmel, Darmstadt.

DK 624.012.46/.47 (022) = 3

Herberg, Dr.-Ing. habil. Wolfgang, Oberingenieur, Bensheim, Privatdozent an der Techn. Hochschule Karlsruhe: **Spannbetonbau**, Teil 1. VIII, 288 S., Gr. 17 × 23 cm, mit 240 Abb. 62 Tafeln und 1 Tafelanhang, Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1956. Gzln. 21,80 DM.

Das vorliegende Buch stellt den ersten Band des Herbergschen Werkes „Spannbetonbau“ dar. Es umfaßt die Abschnitte 1. Geschichtliche Entwicklung (20 Seiten), 2. Wirkungsweise und Arten des Spannbetons (19 S.), 3. Die Baustoffe (84 S.), 4. Versuche (60 S.), 5. Berechnung der Spannbetontragwerke (88 S.) und einen Anhang, in dem die wichtigsten ausgeführten Bauwerke in Spannbeton getrennt nach Brücken, Hochbauten, Behältern und Rohren mit ihren charakteristischen Daten genannt sind, dazu einen ausführlichen Schrifttumsnachweis sowie Sachverzeichnis. Der 2. Band soll in Bände erscheinen und Konstruktion und Ausführung behandeln. Im speziellen sei hervorgehoben: Der Abschnitt 4 behandelt die wichtigsten deutschen und ausländischen Versuche bis zu den Anfängen zu Beginn des Jahrhunderts; bei der Fülle des Stoffes konnte dies aus naheliegenden Gründen nur kursorisch geschehen. Der Leser gewinnt aber eine wertvolle Übersicht. Der Abschnitt Berechnung bringt die üblichen Nachweise mit Rechenbeispielen. Die einschlägigen Normen und Bestimmungen werden z. T. ausführlich wiedergegeben.

A. Mehmel, Darmstadt.

DK 624.131 (022) = 4

Caquot, Albert, Membre de l'Académie des Sciences, et Jean Kérisel, Professeur de Mécanique des Sols à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées: **Traité de Mécanique des Sols.** 3. Aufl., XIV, 558 S., Gr. 16 × 25 cm, mit zahlr. Abb. Paris: Gauthier-Villars 1956. Kart.

Die „Abhandlungen über Bodenmechanik“ sind von den Verfassern jetzt in der dritten und sehr erweiterten Auflage veröffentlicht. In dem ersten Hauptteil werden nach einer Behandlung der physikalischen Eigenschaften der festen, flüssigen und gasförmigen Massen des Bodens des Dreiphasensystems besprochen. Es folgt als zweiter Teil die Behandlung der mechanischen Eigenschaften der Böden, wie die Verformbarkeit unter Belastungen (Setzungen) und die Scherfestigkeit. Im dritten Hauptteil werden nach einer Besprechung der Bodenprobenentnahmen folgende Fragen behandelt: Bodenverbesser-

rung, Erddruck- und Erdwiderstand, Flächen- und Tiefgründungen, Plattenberechnung, Brunnen, Tunnel, Stollen und Böschungen.

Die Verfasser haben in dem vorliegenden Werk die neuesten Erkenntnisse der Bodenmechanik mitverwertet, die in der Fachwelt veröffentlicht worden sind. Sie stützen sich ferner auf neuere eigene Versuche, die z. B. bei Fragen des Erddruckes die schon früher veröffentlichten Ergebnisse bestätigt haben. Verschiedentlich — wie z. B. durch Einführung der Kapillarkraft als Zugkraft, wodurch eine Brücke zwischen bindigen und nicht bindigen Böden geschlagen wird — werden Wege gezeigt, die für die Weiterentwicklung der Bodenmechanik fruchtbar sein können.

Dieses Werk über Bodenmechanik gibt nicht nur den Fachleuten wertvolle Anregungen, sondern ist ein Hilfsmittel für Ingenieure der Praxis, die sich mit bodenphysikalischen Fragen auseinandersetzen müssen.

H. Zweck, Karlsruhe.

DK 624.012.45 (023) = 3

Ratz, E. G.: Stahlbeton-Konstruktionen. Übersetzung aus dem Russischen. 60 S., Gr. DIN C 5, mit 54 Abb. u. 1 Tab. Leipzig: Fachbuchverlag 1956. Kart. 6,80 DM.

Der Verfasser der vorliegenden Broschüre gibt einen Überblick über den Stand des Stahlbetonbaues in Rußland und behandelt sowohl die monolithische als auch die Fertigteilbauweise. Beachtlich sind die Hinweise auf die Verwendung von starren geschweißten Bewehrungskörben aus Rund- und Profilstahl, die in der Lage sind, das Eigengewicht des frischen Betons, die Schalung und die Montagelasten aufzunehmen. Die Vorspannung ist nur kurz gestreift. Als eine Möglichkeit der Weiterentwicklung der Stahlbetonbauweise beschreibt der Verfasser die industrielle Massenfertigung und vollständige Mechanisierung der Bauausführung. Dadurch wird aber dann eine Normung der Bauteile und der Konstruktion unentbehrlich. Der Verlag hat sich große Mühe gegeben, trotz der gedrängten Form viele interessante konstruktive Einzelheiten deutlich herauszubringen. Wie ein roter Faden jedoch läuft durch das ganze Buch die Ansicht, daß „die sowjetischen Gelehrten den Stand der ausländischen Wissenschaft weit überflügelt haben“, während andererseits aber unter 95 Literaturhinweisen keine einzige nicht-russische Quelle zu finden ist. Dies alles ist für ein Fachbuch sehr zu bedauern. N. Dimitrov, Karlsruhe.

DK 531/534 (022) = 3

Szabó, Dr.-Ing. István, o. Prof. der Mechanik an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg: Einführung in die Technische Mechanik. Nach Vorlesungen. 2. verb. u. erw. Aufl. XII, 397 S., Gr. 8°, mit 492 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956. Gzln. 22,50 DM.

Gegenüber der 1. Auflage, die im Bauingenieur 30 (1955) S. 158 besprochen wurde, sind einige Verbesserungen und Ergänzungen vorgenommen worden, doch haben sich Umfang und Inhalt im ganzen nicht wesentlich geändert. Die Tatsache, daß knapp zwei Jahre nach Erscheinen des Buches eine zweite Auflage erforderlich geworden ist, ist die beste Empfehlung und kennzeichnet die Resonanz, die das Lehrbuch gefunden hat, das in seiner 2. Auflage sicherlich neue Freunde gewinnen wird.

E. Kohl, Braunschweig.

DK 669.14-426 : 621.778 : 691.87 (022)

Stahldrahterzeugnisse. Herausgegeben vom Ausschuß für Drahtverarbeitung im Verein Deutscher Eisenhüttenleute. Gr. DIN C 5. Band I: XIV, 340 S. mit 231 Abb. u. 45 Taf. Band II: X, 315 S. mit 293 Abb. u. 47 Taf. Düsseldorf: Verlag Stahleisen mbH. 1956. Gzln. 70,— DM. Für persönliche Mitglieder des VDEh 63,— DM.

Der Ausschuß für Drahtverarbeitung im Verein Deutscher Eisenhüttenleute schenkt uns mit diesen beiden Bänden ein wahrhaft unerschöpfliches „Nachschlagewerk über alle wichtigen Erzeugnisse aus Stahldraht, ihre Herstellung und Eigenschaften“. Eine auch nur annähernd so umfassende Darstellung des großen und für fast alle Zweige des Ingenieurwesens gleich wichtigen Gebietes der Stahldrahterzeugnisse gab es bisher nicht. Für den Bauingenieur seien einige der Teilgebiete angesichts der immer steigenden Verwendung von Stahldrahterzeugnissen besonders herausgehoben.

Das Kapitel „Drahtseile“ gibt Aufschluß über Werkstoffe und Eigenschaften, über die Macharten der Drahtseile, ihre zweckmäßige Auswahl und ihre Prüfung. Den „Schweißdrähten“ für Verbindungs- und Auftragsschweißung sowie den Zusatzwerkstoffen für halb- und vollautomatische Schweißver-

fahren ist das nächste Kapitel gewidmet. Es folgt eine Übersicht über Anwendungsgrundlagen und Verwendung von „Stahlgeweben“. Der Abschnitt „Stahldrähte für Spannbeton“ behandelt u. a. die Forderungen an die Festigkeitseigenschaften, die Herstellung und die Eigenschaften von Stählen für Spannbeton. Weiter seien erwähnt die Kapitel über Schraubenfedern, Ketten, Niete, Drahtnägel, Drahtgewebe und Drahtgitter.

Den einzelnen Kapiteln ist jeweils eine kurze geschichtliche Einleitung vorausgesetzt. Schrifttumshinweise, teilweise sehr eingehend, z. T. vielleicht etwas knapp ausgefallen, öffnen den Weg zum Studium der Spezialliteratur.

Das Nachschlagewerk wird allen Stellen, die Stahldrahterzeugnisse verwenden, erwünscht sein und sehr nützlich werden können.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 624.9.014.2 : 693.81 (023) = 3

Buchenau, Dr.-Ing. H., Oberbaurat an der Staatl. Ingenieurschule für Bauwesen, Essen: Stahlbau, Teil 1 (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). 15. neubearb. Aufl., VI, 124 S., Gr. DIN C 5, mit 220 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1956. Hln. 14,— DM, kart. 11,80 DM.

Das Werk, das früher unter dem Titel „Stahlbau“ erschien, wurde im „Bauingenieur“ wiederholt besprochen. Der vorliegende Teil 1 behandelt die Grundlagen des allgemeinen Stahlbaues und deren Anwendungen im Stahlbau einschließlich Kranbau. Die neue Auflage hat eine durchgreifende Neubearbeitung erfahren. Sie ist in Text und Abbildungen erheblich verbessert worden und entspricht in jeder Hinsicht dem heutigen Stand.

Der Band kann wie seine Vorgänger für die Einführung in das Gebiet des Stahlbauwesens warm empfohlen werden.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 627.821 : 536.5 (023) = 4

Stucky, A., und M.-H. Derron, Professeurs à l'École polytechnique de L'Université de Lausanne: Problèmes Thermiques Posés par la Construction des Barrages-Réservoirs. (= École Polytechnique de L'Université de Lausanne, Publ.-Nr. 38.) XII, 164 S., Gr. 14,5 × 21 cm, mit 57 Abb. Lausanne: Sciences & Technique Paul Feissly, libraire-éditeur, 1957. Brosch. 25,— sfr.

Die Kenntnis der Temperaturverteilung spielt besonders in dickwandigen Querschnitten, wie sie bei Talsperren oder Schleusenwänden und dgl. vorkommen, eine große Rolle. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß in dieser Arbeit Prismen mit Rechteck- und Kreisquerschnitt sowie die Kugel theoretisch untersucht worden sind. Ausgehend von der allgemeinen Wärmeleitung wird die Entwicklung der mathematischen Zusammenhänge vorgeliefert und die Lösung in Form von anschaulichen Kurven-darstellungen wiedergegeben.

Das Buch gliedert sich in 5 Kapitel, in denen eine sehr interessante Stoffauswahl geboten wird. U. a. finden sich dort Beispiele für natürliche Abkühlung bzw. künstliche Kühlung mit Wasserzirkulation, Betrachtungen über die Kühlwirkung eines Rohres, eines Rohrnetzes und auch über den Einfluß der Anordnung der Rohre sowie über den Kühlwasserverbrauch. Ebenso wird die Berechnung des Rohrabstandes und der Dauer der notwendigen Kühlung gezeigt. Ein Rechenbeispiel gibt Aufschluß über die jährlichen Temperaturschwankungen in einer Gewölbestaumauer. Die berechneten Temperaturen werden mit den in einer bestehenden Einrichtung beobachteten Temperaturen verglichen.

Zusammenfassend darf behauptet werden, daß ein ungleiches Temperaturfeld erhöhte Betonspannungen auslöst, die sehr leicht zu Rissen führen können. Wenn jedoch das durch den chemischen Abbindeprozeß des Zementes entstandene Temperaturfeld, zusätzlich der Temperaturen durch die jahreszeitlichen oder klimatischen Schwankungen, bekannt ist, so bedarf es keiner großen Mühe mehr, durch eine sinnvolle Kühlvorrichtung die unangenehmen Temperaturspitzen auf das gewollte Maß zu senken. Allein diese Tatsache wäre schon ausreichend zum lohnenden Studium des Buches.

Allgemein wäre es auch wünschenswert, wenn sich der Bauingenieur in etwas größerem Maße mit den Fragen der Temperaturverteilung und den daraus folgenden Spannungen beschäftigen würde, es könnten dann wahrscheinlich mancherlei Fehlschläge vermieden werden.

Die vorliegende Arbeit zeichnet sich durch eine klare Darstellung aus, unterstützt durch eine größere Anzahl sehr lehrreicher Abbildungen, so daß dieses Buch für Studium und Praxis sehr empfohlen werden kann. Kurt Hirschfeld, Aachen.

DK 666.3/.7: 691 (03 + 058.7 + 088.72)

Steine und Erden Baustoff-Lexikon 1956/57. Herausgegeben in Zusammenarbeit mit den zuständigen Organisationen der Industrien der Steine und Erden, des Baustoffhandels und der Bautenschutzmittel. 4. Aufl., 370 Seiten, Gr. DIN A 4. Wiesbaden: Krausskopf-Verlag, 1956. Geb. 30,— DM.

Dieses Buch ermöglicht es allen Interessenten an Gütern der Industrien Steine und Erden, ihren Einkauf zu steuern und die frachtgünstig gelegenen, lieferfähigen Firmen innerhalb der Bundesrepublik Deutschland und West-Berlins zu ermitteln. Auch für die Zuliefer-Industrien dürfte dieses umfassende und übersichtlich angeordnete Lieferantenverzeichnis als Kundenliste recht nützlich sein. Der allgemeine Teil gibt eine Übersicht über die Fachgebiete, Organisationen, Normen, Materialprüfanstalten und Sachverständige für Baustoffe. Die folgenden fünf Abschnitte (durch Kartons klar getrennt) enthalten im Teil A: ein Warenlexikon mit etwa 4000 Warennamen und Angabe des Verwendungszweckes, Teil B: Wort- und Bildmarkenregister, Teil C: Verzeichnis der Betriebe, nach Fachgebieten, Ländern und Orten geordnet (Anhang: Dachpappen- und Bautenschutzmittelindustrie), Teil D: Register des Baustoffhandels und deren Organisationen, Teil E: Bezugsquellen-Register für den technischen Bedarf der Industrien der Steine und Erden und andere nützliche Übersichten.

F. Soschka, Berlin.

Neuerscheinungen

(Ausführliche Besprechungen sind wegen Raummangels nicht möglich).

DK 625.85: 693.78 (420) (023) = 3

Rick, Dr. Anton W., Remagen: Die Technik des englischen Asphaltlegers. Nach dem Buch "Mastic Asphalte Work" von F. E. Drury und A. W. Gittins, Verlag Crosby Lockwood & Son Ltd., London S.W. 7. 86 S., Gr. DIN A 5, mit 50 Abb. u. Anh. Heidelberg: Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft mbH. 1956. Brosch. 8,— DM.

DK 624.072.7 (023) = 3

Menn, Christian, Dr. sc. techn., Dipl.-Bauing. ETH: Kreisringträger auf Wendelfläche (= Mitt. Institut für Baustatik an der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich. Herausgeber Prof. Dr. F. Stüssi und Prof. Dr. P. Lardy. Nr. 30). 124 S., Gr. 15,5 · 22 cm, mit 8 Abb. Zürich: Verlag Leemann 1956. Brosch. 13,45 sfr.

DK 53 (075) = 3

Hammer, K.: Lehrbuch der Physik für Ingenieurschulen (= Kleibers Lehrbücher der Physik). 368 S., Gr. 15,5 · 23 cm, mit 495 Abb. München: R. Oldenbourg 1957. Hln. 14,80 DM.

DK 662.764.37: 621.643.2 (73)

Long-Distance Gas Transport in the United States (= Project No. 118). 183 S., Gr. 15 · 24 cm, mit 47 Abb. Herausgegeben von European Productivity Agency of the Organisation for European Economic Co-Operation, Paris, 2, Rue André-Pascal, 1956. Brosch. 500,— F.fr.

DK 624.2/.8 (282.243.1) (43) (023)

Die Deutschen Rheinbrücken einschl. der Brücken an der französischen und Schweizer Grenze. 55 S., Gr. DIN A 6, mit zahlr. Abb. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1956. Brosch. 2,40 DM.

DK 626/627 (023) = 3

Henzke, Oberbaurat a. D., Dipl.-Ing. Johs., Eckernförde: Wasserbau, Teil I (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). 12. überarb. Aufl., VI, 133 S., Gr. DIN C 5, mit 219 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1956. Hln. 9,60 DM, kart. 7,60 DM.

DK 699.81: 693.81 (023)

Geilinger, E. † / W. Geilinger: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen, II. Teil (= Schweizer Stahlbauverband, Mitteilungen der Techn. Kommission, Heft 15). 88 S., Gr. 15,5 · 22,5 cm, mit zahlr. Abb. Zürich 39: Verlag Schweizer Stahlbauverband, 1956. Brosch. 10,50 sfr.

DK 666.3/.7 (45) (058) = 51

Annuario dell'industria italiana della ceramica e degli abrasivi 1955/56 (Jahrbuch der italienischen Keramik- und Schmirgelindustrie). Herausgegeben von Associazione Nazionale degli Industriali della Ceramica e degli Abrasivi, Mailand. Preis geb. 2400.— Lire. — Das Jahrbuch gibt eine gute Übersicht über Erzeuger und Lieferanten von Porzellanen, Fliesen, Steingutwaren, feuerfesten Stoffen, Schmirgel, Rohstoffen und Maschinen.

Verschiedenes

DK 92 Christiani: 69.624/628

Christiani — 80 Jahre alt

Am 8. 2. 1957 vollendete Dr.-Ing. E. h. Rudolf Christiani, Kopenhagen, sein 80. Lebensjahr. Ch. gründete 1904, zusammen mit Aage Nielsen, die Firma „Christiani & Nielsen“, die sich zu dem weitest verbreiteten Bauunternehmen der Welt mit 32 selbständigen Gesellschaften in 24 Ländern entwickelte.

Geboren in Nibe/Dänemark, bestand er nach dem Bauingenieur-Studium 1900 sein Examen. Nach zweijähriger Tätigkeit in Dänemark erweiterte er sein theoretisches



Wissen durch Studium an der Ecole Polytechnique in Paris. Im Anschluß daran war er bis zur Gründung seiner Firma bei der Gutehoffnungshütte, Oberhausen, bei Hennebique, Paris, und bei Carl Brandt, Düsseldorf, tätig. Nach Festigung seines jungen Unternehmens in Dänemark und Gründung der ersten Niederlassung in Aarhus 1906 übersiedelte er 1908 nach Hamburg, um hier das erste ausländische Unternehmen aufzubauen. Hier stellte er seine Fähigkeiten als ideenreicher Ingenieur und mutiger Unternehmer unter Beweis durch Einführung neuer Bauweisen, vor allem im Hafen- und

Wasserbau. 1911 wurden in Hamburg und Stettin die ersten Kaimauern in Stahlbeton mit Gründung auf Stahlbetonpfählen und Stahlbeton-Spundwänden nach seinen Plänen errichtet.

Nach Einführung seiner Firma in verschiedenen Ländern Europas wagte er 1917 den Sprung in die Südamerikanischen Staaten durch Gründung der Gesellschaft in Brasilien. Im Laufe der Jahrzehnte weitete sich das Unternehmen durch hervor-

ragende Ingenieurleistungen und unternehmerisches Geschick zu dem heutigen Umfang aus. Bedeutende Bauobjekte wurden von der Firma Christiani & Nielsen in aller Welt errichtet, von denen nur einige erwähnt seien: die Hafenanlagen in Bangkok, die Normandie-Schleuse St. Nazaire sowie Hafenanlagen Cherbourg, die Störströmbrücke in Dänemark, der Maastunnel in Rotterdam, die Ölpieranlage in Fawley/Südengland, das Olympia-Stadium in Venezuela und umfangreiche Hafen- und Kaimanlagen in Deutschland sowie in jüngster Zeit die längste vorgespannte Stahlbetonbrücke in Südafrika.

Diese bahnbrechenden Leistungen fanden Anerkennung in zahlreichen Ehrungen in aller Welt. In Deutschland wurde ihm 1927 die Würde eines Dr.-Ing. E. h. von der Technischen Hochschule, Braunschweig, verliehen, dem 1952 die Ernennung zum Ehrensator derselben Hochschule folgte. Christiani ist außerdem seit 1939 Ehrenmitglied der Hafenbautechnischen Gesellschaft und seit 1952 auch des Architekten- und Ingenieur-Vereins, Hamburg, in dem er in den Jahren seiner Hamburger Tätigkeit sehr aktiv mitarbeitete.

Noch heute leitet er in körperlicher und geistiger Frische, zusammen mit seinem Sohn, das Unternehmen. Mögen dem Jubilar noch viele fruchtbare Jahre beschieden sein.

DK 373.631/.632 (43—2.32): 061: 091.5

75 Jahre Ingenieurschule Duisburg

Die Staatliche Ingenieurschule Duisburg feiert im Juni 1957 ihr 75jähriges Bestehen. Als Veranstaltungsprogramm ist vorgesehen:

Donnerstag, 27. 6. 1957: Fachvorträge in der Ingenieurschule und Exkursionen zu Industriewerken. — **Freitag, 28. 6. 1957:** Festakt anlässlich des 75jährigen Bestehens der Ingenieurschule. Besichtigung des wiederaufgebauten Schulgebäudes mit seinen Laboratorien. Abends: Kammers im Städtischen Saalbau in Essen. — **Samstag, 29. 6. 1957:** Einweihung der Maschinenhalle und Grundsteinlegung zum Erweiterungsbau. Abends: Festabend im Städtischen Saalbau Essen.

Absolventen der Duisburger Ingenieurschule wollen sich mit ihrer Anschrift, Abgangsdatum von der Schule sowie der besuchten Abteilung melden bei: Ingenieurschule Duisburg, Bismarckstr. 81.

DK 621.791 : 061.43 (43—2.33) „1957“

„Fachschau Schweißen und Schneiden“ 1957

Im Jahre 1957 findet die 4. DVS-Fachschau „Schweißen und Schneiden“, Werk- und Verkaufsausstellung der Schweißtechnik, vom 23. Juni bis 3. Juli in Essen statt. Während der Fachschau hält der Deutsche Verband für Schweißtechnik E. V. seine „Große schweißtechnische Tagung“ vom 25. bis 28. Juni ab, an die sich der „Kongreß der International Institute of Welding“ vom 29. Juni bis 6. Juli anschließt. Es wird eine große Zahl von ausländischen Besuchern erwartet.

Auf der Ausstellung werden die Hersteller der Maschinen, Apparate, Geräte usw. für die Schweißtechnik und die Anwender der Schweißtechnik Gelegenheit haben, die neueste Entwicklung ihrer Fertigungen vorzuführen. Die Fachschau vermittelt einen umfassenden Überblick und eine ausgedehnte Orientierung auf dem gesamten schweißtechnischen Gebiet. Die

DVS-Fachschau 1957 in Essen ist auf das Grundthema abgestellt: „Schweißtechnik in Erzeugung und Anwendung“.

Träger, Veranstalter und Gestalter der Fachschau sind der Deutsche Verband für Schweißtechnik E. V. (DVS) und die Stadt Essen, vertreten durch die Gemeinnützige Ausstellungsgesellschaft mbH., Essen. Ausstellungsleitung: Essen, Norbertstraße 2, Telefon: 7 30 54/55.

Zur Beteiligung als Aussteller sind alle Industrie-, Handwerks- und Handelsfirmen und sonstige Unternehmen eingeladen, die entweder als Lieferant oder als Anwender der Schweiß-, Schneid-, Löt-, Oberflächenhärte-, Metallspritz- und Kunststofftechnik usw. in Frage kommen, ebenso alle Behörden, Organisationen und Verbände, die an der Schweißtechnik interessiert sind.

„Der Bauingenieur“ wird den Tagungen anlässlich der Fachschau „Schweißen und Schneiden“ ein entsprechend eingerichtetes Fachheft widmen.

DK 624.053.725.4.006.53

DEUTSCHE NORMEN

Entwurf Dezember 1956

Industriebau / Verkehrswege in Bauten Hinweise für die Planung

DIN
18 225

Einsprüche bis 31. Mai 1957

Dieser Norm-Entwurf wird der Öffentlichkeit zur Stellungnahme vorgelegt.

Da der Inhalt sich noch in wesentlichen Teilen ändern kann, bitten wir, sich noch nicht auf die Arbeit nach diesem Entwurf einzustellen, sondern die endgültige Fassung des Normblattes abzuwarten.

Einsprüche und Änderungsvorschläge (möglichst zweifach) zu diesem Norm-Entwurf werden erbeten an den Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg 4, Postschließfach 43.

Maße in m

Vorbemerkung

Industriebauten werden durch Verkehrswege erschlossen. Als Verkehrswege gelten waagrechte oder leicht geneigte Wege (auch Gänge und Durchfahrten), Rampen (Schrägrampen, Stufenrampen, Trittleistenrampen), Treppen, Schrägaufzüge und Aufzüge zwischen Einbauten, Wänden, Stützen und Stockwerken.

1. Allgemeines

1.1 Alle Verkehrswege sind übersichtlich anzuordnen und sollen, soweit sie einer größeren Anzahl von Personen oder dem Lastverkehr dienen, auf möglichst kurzem Wege zu den ins Freie führenden Ausgängen leiten. Ihre Lage und Breite ist dann mit den Vorschriften über Fluchtwege in Einklang zu bringen.

1.2 Verkehrswege müssen gleitsicher und eben sein. Wenn sie für gleislose Flurfördergeräte dienen, müssen sie außerdem eine geschlossene, druckfeste, stoßunempfindliche und abriebfeste Oberfläche haben. Werden Verkehrswege für Schienenfahrzeuge auch von schienenlosen Fahrzeugen und von Personen benutzt, so sind die Gleise mit der Wegoberfläche bündig zu legen und mit einer Spurrille zu versehen. Wege nach Abschnitt 2.1, 2.2 und 3 außer denen für die Bedienung und Überwachung von Maschinen dürfen nicht durch einzelne Stufen unterbrochen werden.

1.3 Verkehrswege sollen gegenüber den übrigen Flächen, falls sie mit diesen in einer Ebene liegen, durch Kennzeichen abgegrenzt werden (Farbe, Bodenbeläge, Bodennägel).

1.4 Verkehrswege, die als Bühnen, Laufstege oder Galerien angeordnet sind und höher als 1,00 m über dem Boden liegen, oder solche, die über Behälter mit heißen oder ätzenden Flüssigkeiten führen, müssen durch Geländer und einen mindestens 0,15 m hohen Fußbord gesichert sein.

2. Wege für den Personenverkehr

2.1 Breiten und Höhen

2.11 Die Breite der Wege wird nach Tabelle 1 bemessen.

Tabelle 1

Anzahl der Personen (Einzugsgebiet)	Breite a_p	
	mindestens	üblich
bis 100	1,10	1,20
bis 300	1,65	1,80
bis 500	2,20	2,40

Das Einzugsgebiet (Anzahl der Personen) ergibt sich aus der Art des Betriebes (Schichtwechsel). Die Durchgangseinheit ist mit 0,55 m angenommen¹.

¹ Vom Internationalen Arbeitsamt Genf mit 0,56 m angegeben.

Wege zwischen Bedienungs- oder Lagerflächen sind mit mindestens 1,10 m Breite auszubilden (siehe Bild 1).

Bei Verbindungsgängen kann die Breite in Ausnahmefällen 0,60 m betragen.

2.12 Die lichte Mindesthöhe über Wegen für den Personenverkehr beträgt 2,00 m. Türöffnungen sind nach DIN 18 223 „Tür- und Toröffnungen für den Industriebau, Rohbau-Richtmaße“ zu bemessen.

2.13 Unter Hängetransportvorrichtungen (Hängebahnen, Fließbändern usw.) ist über Wegen eine Schutzvorrichtung anzubringen, soweit die Gefahr der Verletzung durch herabfallendes Ladegut besteht. Die lichte Höhe bis zur Schutzvorrichtung soll nach Abschnitt 2.12 2,00 m nicht unterschreiten.

2.14 Für Wege, die nur zur Bedienung und Überwachung dienen, können die angegebenen Breiten und Höhen unterschritten werden. Ihre Größe richtet sich nach den besonderen Verhältnissen und schwankt zwischen 0,40/1,40 m und 0,50/2,00 m (siehe z. B. die für Laufkrane geltenden Unfallverhütungsvorschriften).

2.2 Rampen² können eine Neigung bis 1:5 (12°) haben. Für Breite und Höhe gilt Abschnitt 2.1. Verladerampen fallen nicht unter diese Norm.

2.3 Stufenrampen² (Zwischenglieder zwischen Rampen und Treppen) sind hinsichtlich Breite und Höhe nach Abschnitt 2.1 zu bemessen.

2.4 Treppen werden nach DIN 18 065 (z. Z. noch Entwurf) ausgebildet. Die Breite der Treppen richtet sich nach Abschnitt 2.1.

2.5 Aufzüge für den Personenverkehr müssen den behördlichen Bestimmungen (Aufzugsbestimmungen und Technische Grundsätze für den Bau von Aufzügen) und den ergänzenden einschlägigen DIN-Normen entsprechen.

3. Wege für den Lastverkehr

3.1 Wege für den regelmäßigen, ständigen Lastverkehr

² Siehe Richtlinien des Hauptverbandes der gewerblichen Berufsgenossenschaften, Zentrale für Unfallverhütung, für die unsichere Gestaltung von Rampen und geneigten Laufstegen.

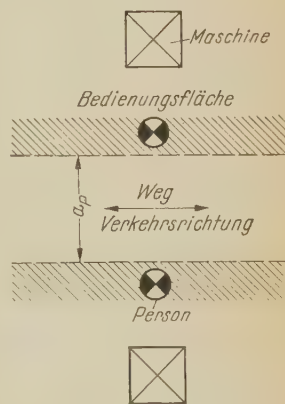


Bild 1.

3.11 Die Mindestbreite der Verkehrswege für Lastbewegungen ist von den Abständen der Bedienungsflächen (siehe Bild 1) bzw. den lichten Weiten der Konstruktionselemente ausgehend festzulegen. Zur Breite a_L des Transportmittels bzw. des Ladegutes ist für Geschwindigkeiten $v \leq 16$ km/h bei Richtungsverkehr ein Randzuschlag von $2z_1 = 2 \times 0,50$ m = 1,00 m, bei

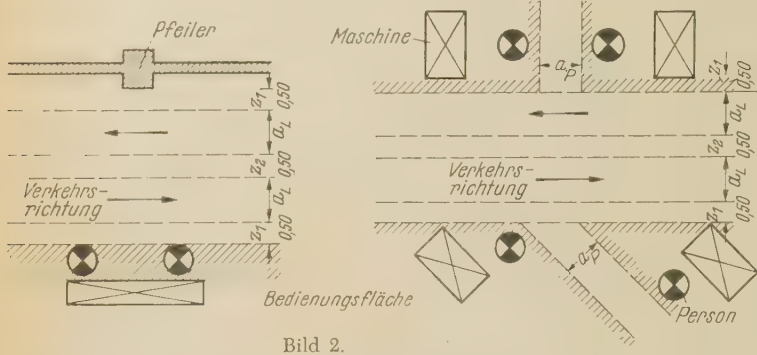


Bild 2.

Gegenverkehr außer dem Randzuschlag noch ein Begegnungszuschlag von $z_2 = 0,50$ m anzusetzen (siehe Bild 2).

Höhere Geschwindigkeiten der Transportmittel erfordern entsprechend größere Werte für z_1 und z_2 .

Die Wege sind zweckmäßigerweise in Kurven und an Kreuzungen zu verbreitern.

Die Mindestbreite der Wege soll bei Durchgangsverkehr nicht unter 3,00 m betragen.

Als Hinweise für die Breite und Länge der Fahrzeuge dienen die Angaben der Tabelle 2.

Tabelle 2

Art des Fahrzeuges	Breite	Länge	Wendehalbmesser
Handgelenkte Elektrokarren ³	0,80 bis 1,30	1,20 bis 2,00	1,00 bis 1,50
Elektrokarren ³	0,90 bis 1,50	1,50 bis 2,50	1,50 bis 2,00
Gabelstapler ⁴	0,90 bis 1,50	2,50 bis 3,50	1,50 bis 2,30
Mobilkrane ⁴	1,50 bis 2,00	3,50 bis 4,00	2,50 bis 5,00
Leichte Lastwagen bis 1,5t Tragkraft	1,50 bis 2,50	4,00 bis 5,00	4,00 bis 6,00

Für Palettenmaße ist DIN 15 141 bzw. DIN 15 132 maßgebend.

3.12 Die lichte Höhe über Verkehrswegen für Transportmittel richtet sich nach der Höhe des Fahrzeuges einschließlich stehendem Fahrer, auch wenn für den Fahrer ein Sitz angebracht ist, bzw. nach der Ladehöhe. Im allgemeinen ist zu diesen Höhen ein Zuschlag von 0,50 m anzuordnen. Bei geringer über den Wegen zur Verfügung stehender Höhe ist mit Rücksicht auf die ungehinderte Bewegung von Flurfördergeräten eine Anordnung von Vouten an den Decken und Stützen zu vermeiden.

Als Hinweise für die Höhen dienen die Angaben der Tabelle 3.

Tabelle 3

Art des Fahrzeuges	Höhe
Handgelenkte Elektrokarren	2,00
Elektrokarren	2,50
Gabelstapler	1,80, 2,20, 3,15 ⁵
Mobilkrane	4,00
Leichte Lastwagen bis 1,5t Tragkraft	4,00

Für Schienenfahrzeuge müssen die geforderten Lichtraumprofile eingehalten werden.

3.13 Rampen können eine Neigung bis 1:5 (12°) haben. Bei ihrer Ausbildung ist auf Gleitsicherheit besonderer Wert zu legen.

³ Siehe DIN 43 551 „Elektrokarren“. Plattformhöhen und Bauweiten.

⁴ Siehe auch Typenblätter.

⁵ DIN 15 133 „Gabelstapler. Hauptabmessungen“.

3.14 Lastenaufzüge müssen den behördlichen Bestimmungen (Aufzugsbestimmungen) und Technische Grundsätze für den Bau von Aufzügen) und den ergänzenden einschlägigen DIN-Normen entsprechen. Bei Schrägaufzügen sind die besonderen Unfallverhütungsvorschriften der gewerblichen Berufsgenossenschaften (VBG 9) zu beachten.

3.2 Wege für den unregelmäßigen, gelegentlichen Lastverkehr

3.21 Bei der Bemessung der Wegbreiten gilt das gleiche wie bei Abschnitt 3.11. Die jeweils für Personenverkehr oder Lastverkehr ermittelte größte Breite ist maßgebend.

3.22 Die Höhe über den Wegen richtet sich nach Abschnitt 2.1 bzw. 3.12.

3.23 Rampen und Aufzüge sind nach Abschnitt 2.2 und 3.11 auszubilden.

3.3 Verkehrswege mit gelegentlichem Lasttransport durch Personen erhalten Höhen- und Breitenabmessungen nach Abschnitt 2.

4. Verkehrswege für Fahrzeuge der Feuerwehr

4.1 Müssen Fahrzeuge der Feuerwehr durch Gebäude hindurchfahren, so sind die Verkehrswege einschließlich Rand mindestens 3,50 m breit und 3,50 m hoch auszubilden. Die Innenkanten von Kurven müssen einen Mindesthalbmesser von 10,00 m haben.

4.2 Lastwege dürfen mit Wegen für Fahrzeuge der Feuerwehr vereinigt werden.

4.3 Wege für Fahrzeuge der Feuerwehr müssen von anderen Fahrzeugen geräumt werden können und dürfen nicht als Stapelplatz für Güter benutzt werden.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Transportbetonmischer

Die Firma Dolberg-Glaser & Pflaum GmbH, Essen, hat den ersten in Deutschland gebauten Transportbetonmischer mit 4 m³ Füllvolumen auf den Markt gebracht. Seine Abmessungen gestatten die Montage auf jedes handelsübliche Fahrzeug mit entsprechender Tragkraft. Der Mischer ist das erste vollhydraulisch angetriebene Erzeugnis seiner Art.

Der neue Mischer dürfte eine echte Lücke schließen; denn der Transport von fertig gemischtem Beton hat sich nicht bewährt. Auch der Einsatz von Fahrzeugen mit drehbarer Trommel hat nur teilweise Abhilfe schaffen können. Wenn auch die Entmischung des Betons verhindert wurde, so doch nicht der Abbindeprozeß. Dieser wuchs vielmehr mit der Entfernung zur Baustelle, noch gefördert durch Verkehrsstörungen und starke Sonneneinwirkung. Oft kam der Beton daher unbrauchbar oder in seiner Güte stark herabgemindert zur Baustelle. Diese Nachteile werden durch den neuen Transportbetonmischer der Firma Dolberg-Glaser & Pflaum überwunden.

Bewußt wurde davon abgegangen, einen zweiten Dieselmotor zum Antrieb des Mixers und der Wasserpumpe zu verwenden. Man macht sich die guten Eigenschaften des Hydraulik-Motors mit seinem weichen Lauf, seiner stufenlosen Regulierbarkeit und seiner fast unbegrenzten Haltbarkeit zunutze.

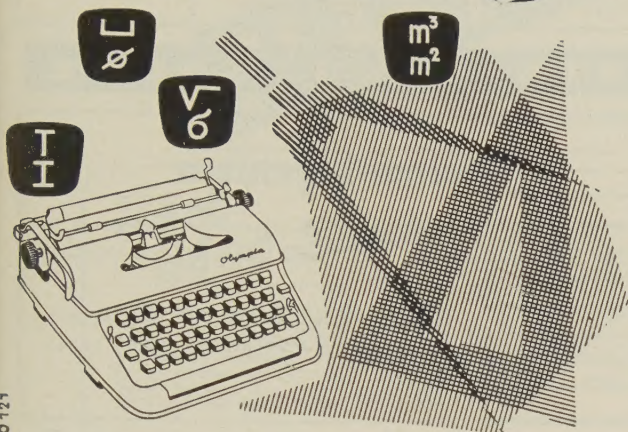
Der Mischer kann vom Fahrerhaus und vom Fahrzeugende bedient werden. Dies hat den Vorteil, daß bereits während der Fahrt mit dem Mischen begonnen werden kann. Auf der Baustelle kann die Schaltung der erforderlichen Vorgänge einschließlich Regulierung der Motordrehzahl vom hinteren Bedienungsstand aus erfolgen. Für Baustellen, mit längeren Entfernungen vom Werk kann der Mischer auch im Anhängerbetrieb eingesetzt werden. Durch eine einfache Hochdruck-Schlauchverbindung läßt sich der Mischer des Anhängers vom Motorwagen aus antreiben.

Im Winter ist der Transportbetonmischer als Sandstreufahrzeug verwendbar. Durch eine schwenkbare Rutsche und durch Laufrollen der Mischtrommel während der Fahrt kann eine gute, breite Verteilung von Kies und Sand auf die Straßen erfolgen.

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

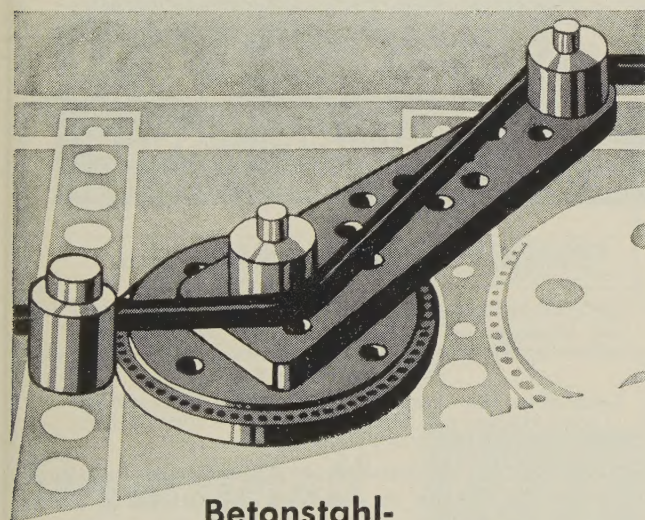
Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**



**Betonstahl-
Schneide- und -Biege-
Maschinen**

"FUTURA"

verarbeiten Stähle
bis zu 70 mm Durchmesser

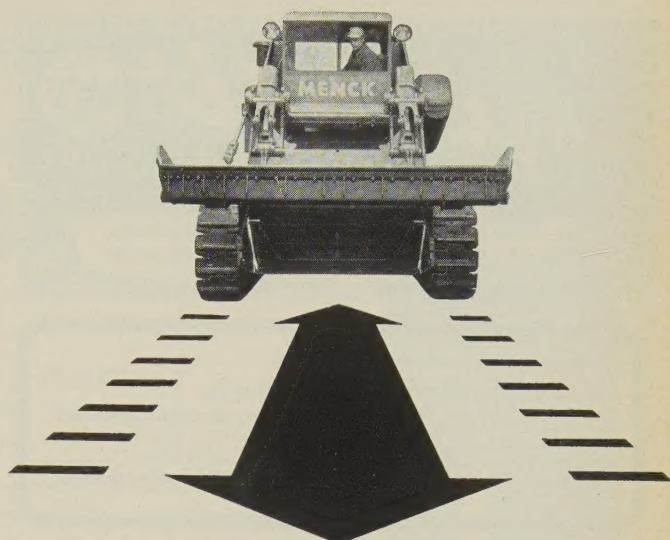


Verkauf durch:

DOLBERG-GLASER & PFLAUM GMBH ESSEN

Niederlassungen in

BERLIN · BREMEN · DORTMUND · FRANKFURT
HAMBURG · HANNOVER · KÖLN · MANNHEIM
STUTTGART · MÜNCHEN mit Verkaufsbüro NÜRNBERG



PENDELVERKEHR IST WIRTSCHAFTLICHER

als Kreisverkehr. Die MENCK-Schürfkübelraupe benutzt den kürzesten Weg zwischen Schürf- und Entladestelle; das Ausfahren von Wendeschleifen entfällt. Da sie nur einen Arbeitsraum von ihrer eigenen Breite benötigt, gräbt und schüttet sie neben dem fließenden Verkehr, treibt schmale Dämme voran und stellt enge Einschnitte her. Die SR 53 benötigt weder auf der Schürf- noch auf der Entladestelle zusätzlichen Wenderaum.



DIE MENCK-SCHÜRFKÜBELRAUPE:

- arbeitet im Pendelverkehr
- entlädt vor Kopf
- schürft ohne Hilfsgeräte
- plant und transportiert in einem Arbeitsgang
- befährt wenig tragfähigen, aufgeweichten Boden
- erklimmt Steigungen bis zu 40%

**MENCK & HAMBROCK GMBH
HAMBURG-ALTONA**



Fordern Sie unsere neue Drucksache Nr. 5887E.

Murasit WE
BETONVERFLÜSSIGER

ORGANA-BAUTENSCHUTZ GMBH, Bochum-Gerthe
GEBRÜDER MAYER Fabrik chem. Baustoffe, Eßlingen/N

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

STELLENANGEBOTE

Wir suchen möglichst zum 1. April 1957
für die
Abteilung Verkauf
einen

INGENIEUR

mit vielseitiger Praxis im Stahlbau und
mit Sprachkenntnissen.

Ausführliche Bewerbungen erbeten an:

HEIN, LEHMANN & Co., AG
Düsseldorf-Oberbilk
Fichtenstraße 75

Durch Todesfall ist die Stelle eines

Bauingenieurs

neu zu besetzen.

Bewerber mit umfangreichen Kenntnissen und Erfahrungen müssen
in der Lage sein, alle Bauarbeiten an unseren Fabrik-, Lager-
und Wohngebäuden sowie die mit den Gas-, Wasser- und
Kanalisationsleitungen zusammenhängenden Tiefbauarbeiten selb-
ständig zu überwachen und die beschäftigten Maurer und Hilfs-
arbeiter zu beaufsichtigen.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschri-
ften, Gehaltsansprüchen sowie frühesten Eintrittstermin sind zu
richten an

Werkzeugmaschinenfabrik Adolf Waldrich, Gogurg

Größeres Unternehmen Nordbayerns sucht per sofort
für die Kalkulationsabteilung

jüngeren Bauingenieur (HTL)

mit den einschlägigen Kenntnissen auf dem Gebiet
des Stahlbetonbaues und Tiefbaues.

Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung mit Zeugnissen,
handschriftlichem Lebenslauf und Gehaltsansprüchen unter „Der
Bauingenieur 339“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung,
Berlin W 35, Reichpietschufer 20, einzureichen.

STELLENGESUCHE

Diplom-Ingenieur

33 Jahre, mit Unternehmerpraxis und besonderen Kenntnissen im
Erd- und Stahlbetonbau, sucht einen leitenden Wirkungskreis
oder eine Stellung mit guten Aufstiegsmöglichkeiten.

Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 331“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, er-
beten.

Dipl.-Bauingenieur

31 J., verh., 5 Jahre Praxis im Hoch- und Tiefbau, insbes.: selbst.
Proj. und Baul. im Flughafenbau — Straßenbau — Kanalisation
— Spannbetonwerk — Statik und Konstruktion von Stahlbeton-
bauten, z. Z. in ungekündigter Stellung, sucht neuen Wirkungs-
kreis.

Zuschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 332“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

...noch besserer Beton...

PROLAN
Betonverflüssiger
HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Prospekte und Druckschriften

Unter dieser Überschrift bringen wir Hinweise auf Prospekte
und Druckschriften über neue Baustoffe, Bauweisen, Ma-
schinen und Einrichtungen. Diese Hinweise sind für unsere
Inserenten kostenlos.

Interessierte Leser wollen die betreffenden Druckschriften
— unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ — direkt bei den
genannten Firmen anfordern.

Die **DUNLOP-SPUR**. Hauszeitschrift der Deutschen Dunlop Gummi
Compagnie AG., Hanau am Main. 21. Jahrg. 1956, Nr. 4: Für
gemischtem Einsatz: Der neue km-Kipper. — 18 S. — DIN A 4
Janus-Verlagsgesellschaft mbH. in Stuttgart-Bad Cannstatt.

Heraklith. Eigenschaften, Verarbeitung, Anwendung. — 16 S. —
DIN A 5. Deutsche Heraklith AG., Simbach/Inn.

Heraklith-Rundschau. Heft 23, Dezember 1956. — 19 S. — DIN A 4
Deutsche Heraklith AG., Simbach/Inn.

Interbau Berlin 1957. Heft 1. — 60 S. — Herausgegeben vom Sena-
tor für Bau- und Wohnungswesen, Berlin, und dem Bund Deut-
scher Architekten, BDA, Darmstadt: Verlag „Das Beispiel“.

CERINOL · EUROLAN · PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

RELAX · ADEXIN · D-FLUAT

Wenn LUFTPORENBETON,
dann mit:

PLASTOCRETE

PLASTIMENT GmbH. KARLSRUHE
POSTFACH 200 · TELEFON 26823

*Über
3500 Linien*

dieser Länge und Breite lassen sich mühelos mit nur einer Füllung des Tuschefüllhalters PELIKAN-GRAPHOS ziehen. Auswechselbare Federn verschiedener Art und Breite werden für technisches Zeichnen, freies Zeichnen und Federskizzen sowie für Kunst- und Schablonenschrift geliefert.

Pelikan Graphos

Ausführlicher Prospekt auf Wunsch GUNTHER WAGNER · HANNOVER

**3
wichtige
Punkte**

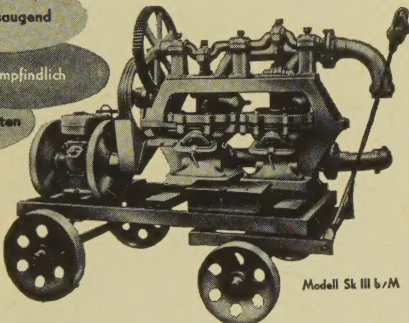
selbstansaugend

unempfindlich

für alle Antriebsarten



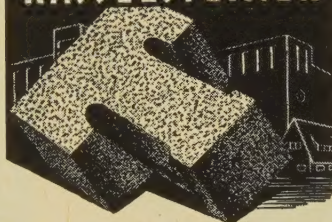
**B A U-
PUMPEN**



Modell Sk III 6/M

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. DÜSSELDORF-100

RASSELSTEINER

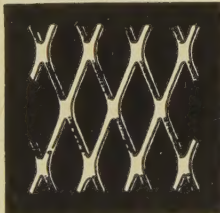


T-STEINE
aus Bimsbeton

Bimsbausteinwerk Rasselstein
Stahl- u. Walzwerke Rasselstein / Andernach A.G.
NEUWIED

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

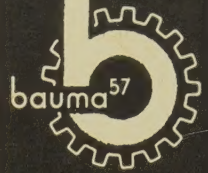
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

FRECO elektrischer
Händetrockner



Hygienisch
Rationell
Schnell

Durch Warmluftstrom nur 1000 W
Prospekt H. M. sendet:
FRECO Salm & Bruns
Braunschweig
Helmstedter Str. 132 H. M.
Firma gegr. 1896



23.-31. MÄRZ 1957
4. Süddeutsche
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



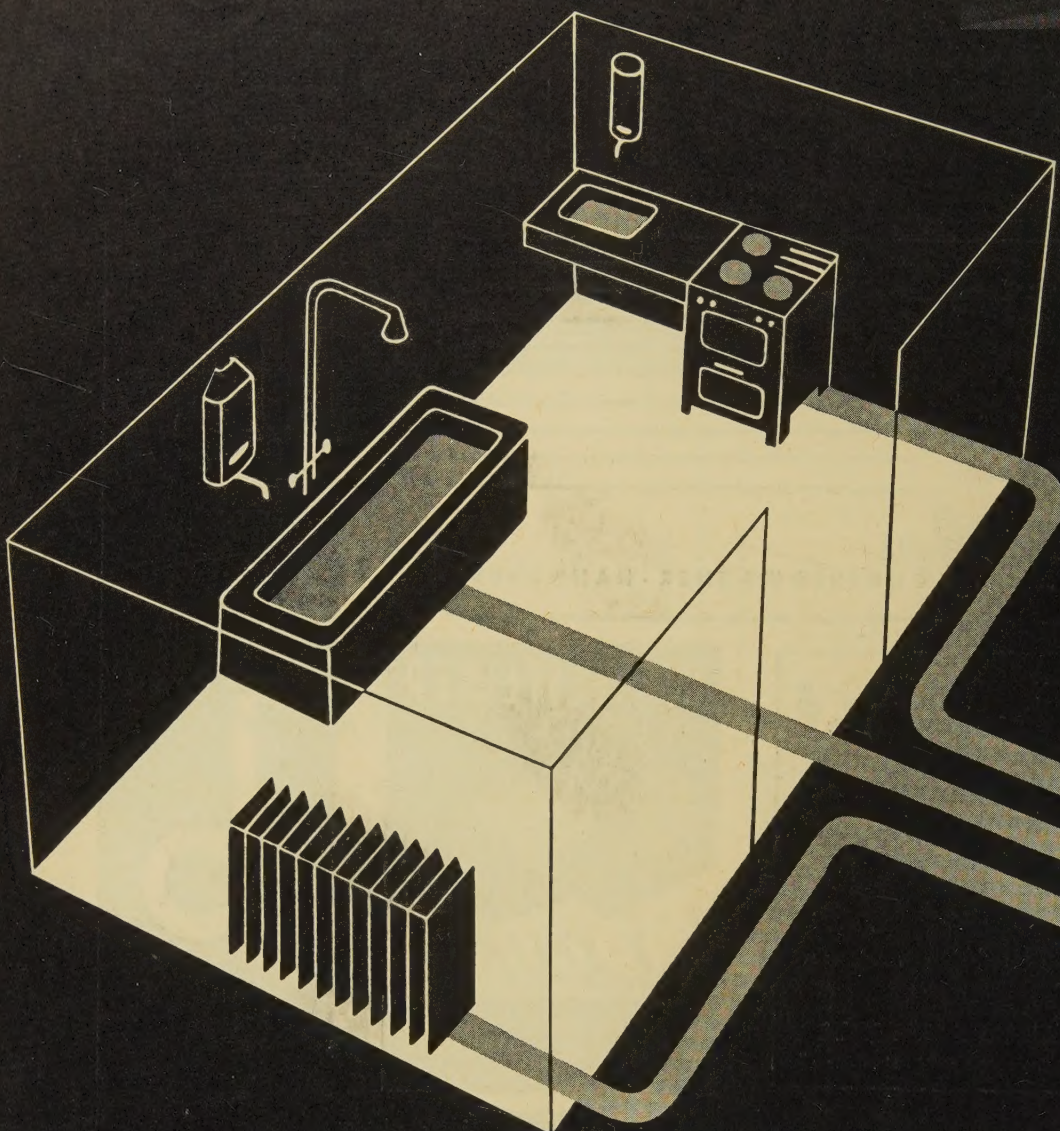
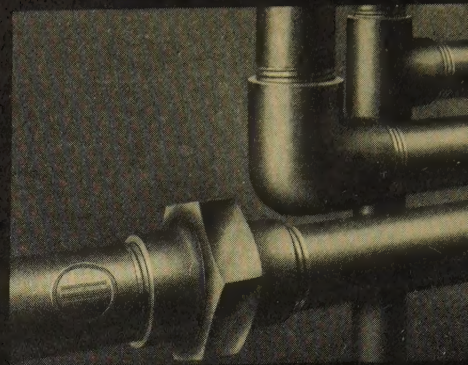
23.-31. MÄRZ 1957
4. Süddeutsche
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



23.-31. MÄRZ 1957
4. Süddeutsche
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



23.-31. MÄRZ 1957
4. Süddeutsche
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



Gas- Wasser- Dampf- Rohre

Unsere Fretz-Moon-Rohre und Stahlittings sind seit vielen Jahren unerläßliche Bauteile für Gas-, Wasser- und Dampf-Rohrleitungen im In- und Ausland.

Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit zeichnen sie aus.

Unsere Druckschrift 0506 liegt für Sie bereit



PHOENIX - RHEINROHR AG

VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF